

SCHRIFTLEITUNG: PROF. DR-ING. DR-ING. Eh.K.KLOPPEL-DARMSTADT VERLAG VON WILHELM ERNST&SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 12 - Dezember 1959



Wiederherstellung der 2×2 gleisigen

Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln

(Hohenzollernbrücke)

3 Öffnungen 119+168+123 m Hauptträgerabstand 9,00 m bzw. 9,25 m Einseitiger Fußweg b=4,00 m an der oberstromigen Brücke

Besondere Merkmale der neu erstellten Brücken Gleis 1 und 2 offene Bauweise

Gleis 3 und 4 geschlossene Bauweise
Fahrbahnabdeckung mit unmittelbarer
Schienenauflagerung (Gummipolster)

Techn. Bearbeitung, Federführung und Montage Fried. Krupp Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen, Rheinhausen. Lieferung in Arbeitsgemeinschaft.





DER STAHLBAU

Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

28. Jahrgang

Berlin, Dezember 1959

Inhalt

Heft 12

Seite

Naito, I., Professor DrIng., Tokyo/Japan: Der 333 m	
hohe Fernsehturm in Tokyo	7
Schau, R., Bundesbahndirektor DiplIng., und Lüttges, R., DiplIng., Köln: Hohenzollernbrücke Köln — Wiederherstellung des 3. und 4. Gleises (Schluß aus Heft 10, 1959)	1
Witt, H. P., DrIng., und Thiel, R., DiplIng., Dort- mund: Traglastversuche eines Auslegers	1
Verschiedenes:	
Lindenberger, H.†, DiplIng., Mainz: Tragfähigkeit von Stahlbögen	6
Anders, A., Ing., Ludwigshafen/Rh.: Phosphatierung und Anstrichhaltbarkeit im Stahlbehälterbau 34:	2

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,—DM), Einzelheft 3,—DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

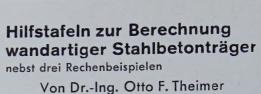
Bestellungen für das Ausland sind zu richten

für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,

für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG., Basel, Schützenmattstraße 43,

an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino für Italien Capponi 26,

für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd., London W 1, 4/5 Fitzroy Square.



Zweite, berichtigte Auflage
VI, 38 S. • 22 Bilder • 9 Tafeln, 2 Zahlent. • Gr. – 8°
Geheftet DM 7,80

Das Arbeiten mit Gleitschalungen

Von Dr.-Ing. Franz Böhm
Dritte, neubearbeitete Auflage
XII, 148 Seiten • 198 Bilder • 5 Tafeln • DIN A 5
Geheftet DM 21, –

Allgemeines Iterationsverfahren für verschiebliche Stabwerke

mit beliebigen Stabneigungen unter beliebiger Belastung einschließlich Temperatureinfluß und Stützensenkung

Von Prof. Dr.-Ing. Reinhold Glatz
VI, 118 S. • 72 Bilder • 16 Zahlent. • Gr. – 8°
Geheftet DM 21, — • Ganzleinen DM 24, —

Mastgründungen für Freileitungen, Fahrleitungsanlagen und Bahnspeiseleitungen

Von Dr.-Ing. Max Süberkrüb

VIII, 124 S. · 70 Bilder · 10 Zahlent. · DIN A 5

Geheftet DM 16,80 · Ganzleinen DM 19,80

Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger

Band II.

Tabellen der Momente, Querkräfte und Auflagerkräfte für durchlaufende Träger von zwei bis fünf Feldern

> Von Dr.-Ing. Georg Anger Siebente, erweiterte und verbesserte Auflage

Band III:

Ordinaten der Einflußlinien und Momentenkurven durchlaufender Träger von zwei bis fünf Feldern Neunte, verbesserte Auflage

IV, 250 Seiten · 36 Bilder · Gr.—8° Geheftet DM 27,— · Ganzleinen DM 31,—

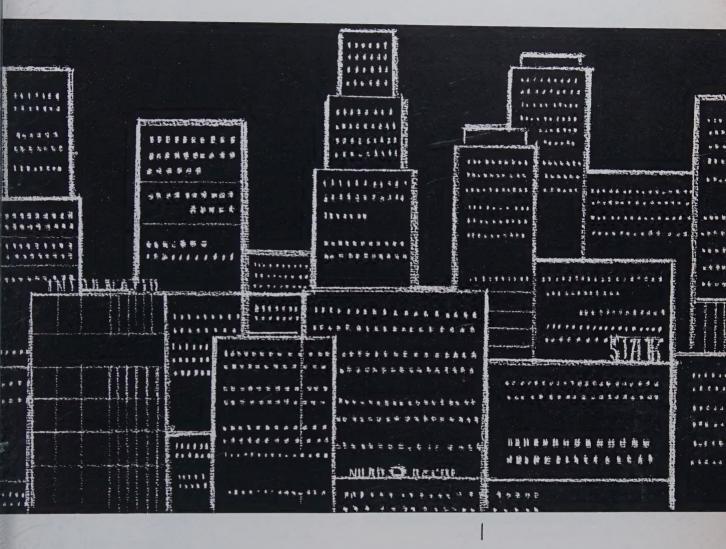
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN

Wir bitten um freundliche Beachtung der Beilagen der Firmen

Albert Ott, Essen Metallogen, Wattenscheid

in unserer Inlandauflage.



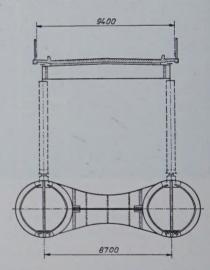


Eierköpfe - Headeggs wörtlich übersetzt - nennen die Amerikaner anerkennend-spöttisch ihre Forscher und Wissenschaftler, die Garanten des technischen Fortschritts. Unsere »Headeggs«, die Ingenieure und Chemiker, die Metallurgen und Röntgenologen aus dem Agil-Laboratorium und -Prüffeld, finden die Bestätigung ihrer Arbeit im unmittelbaren Kontakt mit Verbrauchern und Interessenten, denen sie über die laufenden Entwicklungsaufgaben hinaus mit unseren schweißtechnischen Spezialeinrichtungen gern behilflich sind.

Fragen und Probleme, die
nur schriftlich
beantwortet werden sollen, richten
Sie bitte an den
AGIL-INFORMATIONSDIENST;
wünschen Sie — ebenfalls unverbindlicht —
einen Ingenieur-Besuch, so wenden
Sie sich an den
AGIL-KUNDENDIENST



Querschnitt an einer Querscheibe



M·A·N

Die für die Tjörnbrücke in Schweden als Hauptträger verwendeten beiden Rohrbogen (Stützweite 278 m) wurden kürzlich auf die Widerlager abgesetzt. Bereits jetzt erkennt man gut die schlanke Form dieser Konstruktion. Während der Montage passierten ungehindert Hochseeschiffe die Baustelle; ein Zeichen des Vertrauens in die mit der Durchführung der Arbeiten beauftragte Arbeitsgemeinschaft unter Führung der M. A. N.

BRÜCKENBAU

Feste und bewegliche Eisenbahn- und Straßenbrücken alle Systeme und Bauarten bis zu den größten Stützweiten

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule Fernsprecher: Darmstadt 85 26 39

28. Jahrgang

BERLIN, Dezember 1959

Heft 12

Der 333 m hohe Fernsehturm in Tokyo

Von Professor Dr.-Ing. T. Naito, Tokyo/Japan1)

DK 624.971.014.2 : 621.397

1. Allgemeines

Der Fernsehturm in Tokyo (Bild 1 und 2) wurde trotz schwieriger Bedingungen, wie starke Erdbebenkräfte, hoher Winddruck durch Taifun und strenge Begrenzung der Schwingungen an der Turmspitze auf maximal $\pm 2 - 3^{\circ}$ mit Rücksicht auf einwandfreie Fernsehsendungen, mit ungefähr dem halben Materialaufwand des Eiffelturmes erbaut. Der Eiffelturm, der im Jahre 1889 die Bedeutung des Stahles anläßlich der großen Weltausstellung in Paris zeigte, ist 312 m hoch mit einem Verbrauch von etwa 7300 t Stahl und

Bild 2. Modellaufnahme

etwa 2 500 000 Niete. Demgegenüber hat der Fernsehturm in Tokyo eine Höhe von 333 m bei einem Verbrauch von 3600 t Stahl und etwa 1 200 000 Niete.

Als selbständige Konstruktion ist dieser Fernsehturm gegenwärtig der größte Turm der Welt. Bei der Höhe von 333 m ist eine Fußweite von 80 × 80 m vorhanden. In 120 m Höhe ist eine zweistöckige Halle mit einem Grundriß von 27 × 27 m angebracht. In 225 m Höhe befindet sich noch ein Arbeitsraum mit 13 m Durchmesser

Die Höhe des Hauptfachwerkes beträgt 253 m. Hierauf steht eine 60 m hohe Super-Gain-Antenne und darauf eine 20 m hohe Super-

1) Übersetzt unter Mitarbeit von a. o. Prof. Dipl.-Ing. Minoru Yamadá, Universität Kumamotoin Japan, Department of Architecture.

Turn-Stile-Antenne. Die Super-Gain-Antenne reicht noch etwa 14 m in das Turmfächwerk hinein, so daß sich somit die Gesamtlänge der Antenne zu 80 + 14 m ergibt. Ihr Gewicht beträgt 80 t. Die ausgestrahlten Wellen erfassen einen Umkreis von etwa 110 km. Die Füße sind auf je 8 Pfeilern mit einem Durchmesser von 2 m gegründet, die wiederum auf einer 20 m tief liegenden Kiesschicht stehen. Jeder Pfeiler kann eine Druckkraft von 500 t aufnehmen. Bei einer ständigen Last von 1250 t je Fuß ist somit dreifache Sicherheit vorhanden. Die maximale Zugkraft auf einer Seite erreicht bei der außergewöhnlichen Windgeschwindigkeit von 90 m/sec bis 700 t. Sie wird allein durch das Eigengewicht der Füße aufgenommen (Bild 3). Die durch die Spreizung des unteren Teiles der

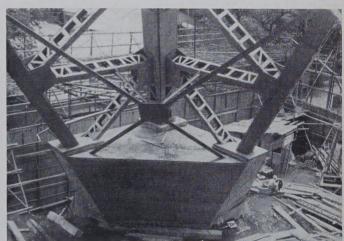


Bild 3. Blick auf die Konstruktion des Turmfußes

Turmkonstruktion entstehenden Horizontalkräfte werden durch je zwei zwischen den Füßen angeordneten Stahlbetonverbindungsbalken übertragen (siehe Bild 1). Diagonal unter dem Ausstellungsgebäude hindurch laufen noch zwei Stahlbetonbalken, die je 20 Rundstähle mit einem Durchmesser von 50 mm enthalten. Diese Rundstähle wurden nach Erwärmung eines Bereiches von etwa 3 m mit dem Azetylenbrenner auf 300° verlegt. Dadurch wurde eine Vorspannung erzielt, die der aus der statischen Spreizkraft zu erwartenden Spannung von 975 kg/cm² entspricht. Durch Versuche war festgestellt worden, daß die Füße allein bereits in der Lage sind, die Spreizkräfte auf das Erdreich zu übertragen. Dennoch empfiehlt es sich hier vorsichtig zu sein, weil diese Kräfte sehr großen Einfluß auf die Spannungen im Turmfachwerk ausüben.

2. Der Winddruck

Die auf die Konstruktion wirkenden äußeren Kräfte sind Erdbebenkräfte und Winddruck. Die Größe des Winddruckes wurde nach der japanischen Norm JIS 3001 über folgende Formel für turmartige Gebäude errechnet:

$$q = 120 \cdot \sqrt[3]{h}$$
.

Hierin ist q der Winddruck in kg/m² und h die Höhe in Metern. Für eine Höhe von h=15 m ergibt sich somit ein Staudruck von 230 kg/m² bei einer Windgeschwindigkeit von 60 m/sec, für h=333 m folgt q=500 kg/m². Hierzu gehört die Windgeschwindigkeit von 90 m/sec.

Seismometer (senkrecht u. waagerecht)

333,00 m

In dem Protokoll der japanischen Zentralwetterwarte ist die bisher höchste Windgeschwindigkeit auf dem Muroto-Kap in Südjapan im Jahre 1934 mit 65 m/sec gemessen worden (Tafel 1). Dazu gehörte ein äußerst niedriger Luftdruck. Aus den Aufzeichnungen kann geschlossen werden, daß die größte Windgeschwindigkeit im japanischen Inland 60 m/sec beträgt²). Für die Windgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Höhe werden im Schrifttum verschiedene Formeln angegeben:

nach Prandtl: $v = v_0 \log \left(1 + \frac{h}{h_0}\right)$,

worin v und v_0 die Windgeschwindigkeit in der Höhe h und h_0 ist.

nach Archibald:
$$v = v_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{4}}$$
, nach Hellmann: $v = v_0 \left(\frac{h}{h_0}\right)$

nach US Weather Bureau: $v = v_{30} \left(\frac{h}{30}\right)^{\frac{1}{2}}$,

worin v_{30} die Windgeschwindigkeit in der Höhe h = 30 ft ist.

Wenn man die Prandtl'sche Formel benutzt und die Werte $h_0=15$ m und $v_0=60$ m/sec einsetzt, so ergibt sich die Windgeschwindigkeit in der Höhe h=300 m zu:

$$v = v_0 \log \left(1 + \frac{300}{15}\right) = v \cdot 1,332 =$$

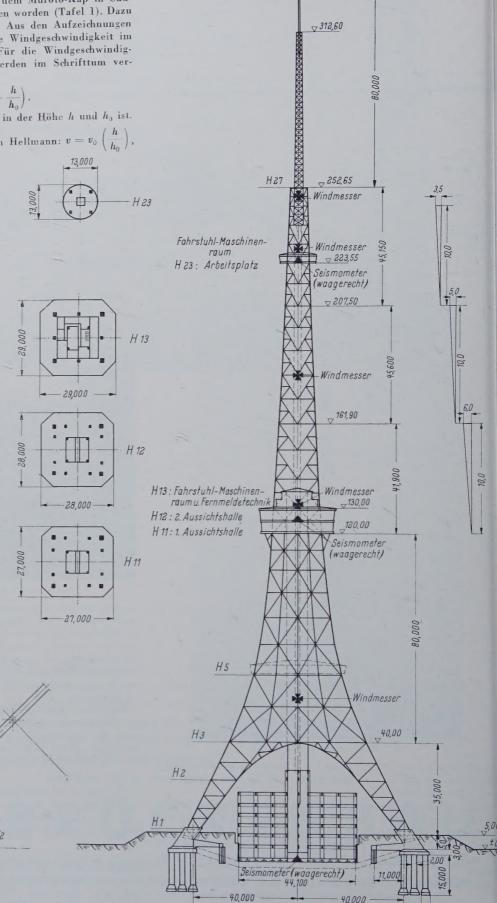
= $60 \cdot 1,332 = 80 \text{ m/sec}$.

Ein japanisches Meßprotokoll zeigt jedoch, daß in der Höhe von $h=500~\mathrm{m}$ in Wirklichkeit die Windgeschwindigkeit nicht so hoch liegt (Tafel 2). In den Vereinigten Staaten dagegen wurde der überhaupt größte Wert am 12. April 1934 in New Hampshire (Mt. Washington, Höhe 1915 m) mit $v=105~\mathrm{m/sec}$ beobachtet und von dem Blue Hill Observatorium in Massachusetts 1938 der Wert 82 m/sec gemessen. Aus den erwähnten Tatsachen schließt der Verfasser daß es gerechtfertigt ist, als höchste Windgeschwindigkeit in Tokyo in der Höhe von 333 m 90 m/sec anzunehmen³).

³⁾ Die bei dem Taifun (Nr. 15) am 26. und 27. September 1959 gemessenen Windgeschwindig keiten am Tokyo-Turm betrugen:

SHE	40. 9.	1999			
	Höh	e 20 m	65 m	100 m	250 m
	Uhr		29	30,5	35,5 m/se
		17,5		30	36,5 m/se
		24,2	29,8	31,5	40,5 m/se
24	Uhr		35	38	48 m/se
am	27. 9.	1959			
1	Uhr	25	30	30,5	44
		25,5		30	40
3	Uhr	14,2	19,5	20	30
2					
- 1		Fundi	ment	doc Strit	zenfußes
1 8		- WIII W.	zirrull!	GUU DIUI.	001111111111111111111111111111111111111

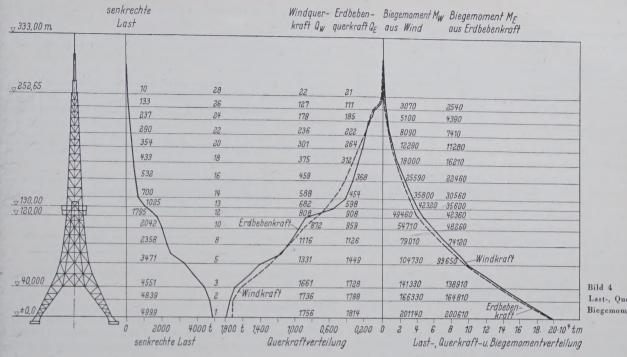
FG2



-80,000 m -

Bild 1. Turmfachwerk mit Angabe der Stellen wo die Seismometer und Windmesser angebracht sind

²) Die Beziehung zwischen Winddruck q und der Windgeschwindigkeit v lautet näherungsweise $q=v^2/16$.



Last-, Querkraft- und Biegemomentenverteilung

Tafell. Windgeschwindigkeit beim Muroto-Taifun im Jahre 1934

Ort	Luftdruck	Windgeschwindigkeit*)	Augenblickliche Windgeschwindigkeit
Muroto	900 mb.	45,0 m/sec	ca. 65 m/sec
Osaka	935 мь.	48,4 m/sec	ca. 60 m/sec
Kyoto ·	940 mb.	30,5 m/sec	ca. 42 m/sec
Tokyo	_	30,0 m/sec	ca. 45 m/sec

Darin ist die Windgeschwindigkeit ein Mittelwert über 20 Minuten. Die augen-cliche Windgeschwindigkeit liefert ungefähr 20 ~ 40 % höhere Werte.

Tafel 2. Höchste Windgeschwindigkeit

Ort	Höchste Windgeschwindigkeit Mittelwert über 10 Minuten			
Tateno im Ibaraki-Bezirk (500 m hoch)	Mai, 1952	31,2 m/sec		
Wajima im Ishikawa-Bezirk Sendai	Juni, 1951 in 5 Jahren	36,0 m/sec 34,0 m/sec		

Die nächste Frage war die Annahme des Beiwertes c, der von der Bauwerksgestalt allgemein, von der Form des Fachwerkstabes, von der Form des räumlichen Fachwerkes und dem Völligkeitsgrad abhängig ist. Die Windkraft W ist gegeben durch $W = c \cdot q \cdot F$, F ist die Projektion der Fläche in Windrichtung, q ist der Staudruck und c ist der Beiwert. c war durch Windkanalversuche zu bestimmen, die von Prof. Dr.-Ing. J. Kame-i, Universität Tohoku, Sendai/Japan, durchgeführt wurden. Von den Versuchsergebnissen sind folgende Werte als geeignet zu empfehlen:

für die Super-Turn-Stile-Antenne . . . c = 1,12*)

(im Prinzip ein vergitterter Rundmast mit stehenden geschwungenen Abstrahlungsflügeln)

für die Super-Gain-Antenne . . . c=1,48-1,87*) (gitterförmiger Mast aus 4 Rundstäben)

für das Turmfachwerk c=2,44*) (rechteckig)

*) Wenn die Windrichtung unter einem Winkel von 25° bis 30° angreift, werden ese Werte 1,2fach größer, d. h. sie erreichen ihr Maximum.

Da diese Werte etwas niedriger als die der Vorschrift (JIS) liegen, wurden für die Berechnung die Vorschriftenwerte zugrunde gelegt.

Nach der Vorschrift (JIS 3001) beträgt der Erdbebenkoeffizient 0,2 bis in eine Höhe von 16 m, darüberhinaus vergrößert sich dieser Wert alle 4 m um 0,014). Der Beiwert erreicht demnach an der Turmspitze nahezu 1,00. Da der Umriß des Turmes parabelförmig verläuft, wird die Spannungsverteilung durch Erdbebenbeanspruchung günstig beeinflußt.

(4) Die Erdbebenbeschleunigung beträgt also bis in eine Höhe von 16 m 0,2 g; mit g als der Erdbeschleunigung 9,81 m/sec².

Für die Dimensionierung müssen wir das Biegemoment und die Querkraft aus Wind und Erdbeben ermitteln. Im allgemeinen ergab jedoch die Windkraft die ungünstigsten Beanspruchungen (Bild 4).

4. Eigenschwingungsdauer

Die Eigenschwingungsdauer wurde nach der Fertigstellung durch den Schwingungsversuch vom Verfasser und Herrn Dr.-Ing. Nasu gemessen. Ihr Wert war 2,65 sec. Bei anderen japanischen Fernsehtürmen ergab sich die Eigenschwingungsdauer wie folgt:

Fernsehturm in Nagoya 1,28 sec

	Turmhöhe (bis zur Spitze) 180 m,	
	Höhe der Aussichtshalle 90 m,	
	Weite zwischen den Turmfüßen 35 m,	
	Schwingungsweite 0,22 mm	
	(bei ständiger schwacher Bewegung der Aussichtshalle be	
	der Windgeschwindigkeit 5 ~ 10 m/sec.)	
1 6 11	tankaku-Turm in Osaka 155 sec	

Turmhöhe (bis zur Spitze) 100 m. 91 m. 24 m.

NHK-Fernsehturm in Tokyo 1,23 sec

Turmhöhe (bis zur Spitze) (keine Aussichtshalle).

In dem neuen Fernsehturm in Tokyo wurden 4 Seismometer, an der Antennenspitze, im Arbeitsraum (225 m), in der Aussichtshalle (120 m) und im Keller, angebracht. Desgleichen sind 5 Anemometer vorgesehen. Die Beobachtungsergebnisse werden für die Wissenschaft von großer Bedeutung sein.

5. Baustoffe

Der Turm wurde aus dem Stahl SS 41, Streckgrenze > 23 kg/mm² > 1/2 Zugfestigkeit, Zugfestigkeit 41—50 kg/mm² (nach JIS G 3101) hergestellt. Die Antenne ist mit Rücksicht auf die Schweißverbindungen aus einem Sonderstahl gefertigt. Die Ergebnisse der chemischen Analyse und seine mechanischen Eigenschaften sind in Tafel 3 enthalten. Die Kerbschlagwerte der Charpy-V-Probe lagen im Mittel aus vier Probestäben bei folgenden Werten:

0° C ~ 100° C	$28.1 \sim 28.8 rac{ m mkg}{ m cm^2}$
— 20° C	27,8,
— 40° C	26,4,
— 66° C	22,2,
— 80° C	14,0.

Das Stahlskelett war bis auf eine Höhe von 130 m von der Firma Matsuo Brückenbau in Nietbauweise erstellt und mit Ölfarbe an-

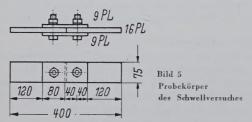
Tafel 3. Chemische Analyse und mechanische Eigenschaften des Sonderstahles vom Daido-Stahlwerk

Element	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr
Gehalt nach Analyse nach Spezifikation	0,16	0,27	1,25 1,50	0,014 0,035	0,009 0,035	0,11 0,25	0,1	0,2
Mechanische Eigen	schafte	n	n	ach Vers	uch	nach Sp	ezifika	ation
							22	

Mechanische Eigenscha	ften	nach Versuch	nach Spezifikatio
Streckgrenze	(kg/mm ²)	37 — 40	33
Zugfestigkeit	(kg/mm ²)	53 — 54	50
Bruchdehnung	(⁰ / ₀)	36 — 37	22
Einschnürung des Querschnittes	(⁰ / ₀)	70	45

gestrichen worden. Das Stahlskelett ab 130 m war verzinkt und wurde von der Mitsubishi-Werft geschraubt. Die Antenne war, wie schon erwähnt, aus dem hochfesten gut schweißbaren Sonderstahl gefertigt. Eigentlich war für das ganze Fachwerk die Nietverbindung geeignet. Da aber mit Rücksicht auf die Unterhaltung (Anstrich) die höher gelegenen Konstruktionsteile verzinkt worden waren, mußte hier auf die Nietverbindung verzichtet werden. Beim Schlagen wird das Niet auf Grund seiner hohen Temperatur bei der Berührung mit Zink metallurgisch spröde. Man hat daher Paßschrauben mit Federunterlagsscheiben verwendet.

Es sei hier kurz auf die Versuchsergebnisse für Niete und Schrauben des Fernsehturmes in Nagoya hingewiesen. Nach dem statischen Versuch besteht fast kein Unterschied zwischen einem Niet von 19 mm Durchmesser (Lochdurchmesser 20,5 mm) und einer Schraube von 20,5 mm Durchmesser. Die geschraubte Verbindung ertrug gegenüber der genieteten lediglich eine etwas geringere Last (Niet 3,37 t/cm² und Schraube 3,24 t/cm²). In beiden Fällen trat der Bruch in dem Verbindungselement auf. Beim Schwellversuch



(Bild 5, 6 und 7) macht sich der Kerbeinfluß des Loches bemerkbar. Hier trat der Bruch bereits bei einer Spannung von 1,38 bis 1,8 t/cm² in den Platten auf (Tafel 4). Diese Versuchsergebnisse zeigen, daß mit wachsender Lastspielzahl eine Festigkeitsabnahme der Ver-

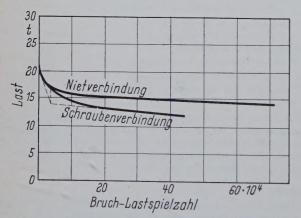
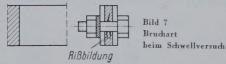


Bild 6. Vergleich zwischen Schrauben und Nieten beim Schwellversuch

bindung auftritt. Mit Rücksicht auf die geringere Bedeutung der Dauerfestigkeit für das Turmfachwerk wurden die zulässigen Spannungen nach Tafel 5 vorgeschlagen.



6. Nebeneinrichtungen

In der Höhe von 120 m befindet sich eine zweistöckige Aussichtshalle mit einem Flächenraum von 2×650 m²; drei Fahrstühle für je 22 Personen können bis 3×3300 Personen täglich befördern.

Unter dem Turmfachwerk zwischen den Turmfüßen befindet sich ein sechsstöckiges Stahlbetongebäude, das als wissenschaftliche Ausstellungshalle gedacht ist und darüberhinaus die Sendeanlagen der sechs Fernsehstationen mit ihren Büros, Verkaufsständen uswenthält.

Tafel 4. Schwellfestigkeit der Niete und Schrauben

	Last (max)	Last- spiel- zahl	Bruchart	Schub- spannung (axial) t/cm ²	Spannung in den Platten t/cm ²	Spannung in den Laschen t/cm ²
Schrauben \$\phi\$ 20,5 mm	12 13 14	441 700 220 600 161 000	Rißi. d. Platten Rißi. d. Platten Rißi. d. Laschen	1,82 1,97 2,11	1,38 1,50 1,62	1,24 1,34 1,42
Niete \$\phi\$ 19,0 mm	14 15,5 16	703 000 87 100 63 600	Rißi. d. Platten Rißi. d. Platten Rißi. d. Platten	2,11 2,35 2,43	1,60 1,78 1,80	1,42 1,58 1,63

Tafel 5. Empfohlene zulässige Spannungen

	Schrauben	Niete
Zulässige Schubspannung Zulässige Zugspannung der Platten (Laschen)	1,20 t/cm ² 0,95 t/cm ²	1,60 t/cm ² 1,20 t/cm ²

7. Die Besonderheiten der Montage

Die Montage des Hauptfachwerkes zeigt Bild 8. Schwierigkeiten bereitete es, die Antenne von 94 m Länge mit einem Gewicht von 80 t auf der Spitze des Hauptfachwerkes anzubringen. Beim Fern-

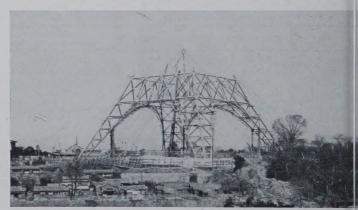


Bild 8. Montage des Turmfachwerkes

sehturm in Nagoya war die Antenne mit einer Länge von 55 m und einem Gewicht von 30 t zunächst in einige Teile zerlegt worden. Diese wurden dann nacheinander in dem Turmfachwerk hinaufbefördert, oben wieder zusammengefügt und dann die fertige Antenne aus dem Turm herausgezogen und befestigt. Hierzu war natürlich ein Hilfsgerüst in der Spitze des Turmfachwerkes notwendig. Mit Rücksicht auf die Fahrstuhleinrichtungen konnte man bei diesem Fernsehturm in Tokyo die Antenne nicht im Turmfachwerk hinaufziehen. Die einzelnen Teile wurden von dem Baugerüst aus an der Spitze des Turmes mit Hilfe eines durchhängenden Seiles emporgezogen. Die Einzelteile wogen etwa 18 t. Die Teile wurden auf dem Turm zusammengefügt, die Sendeinstrumente und Seismometer angebracht und dann die fertige Antenne an der Spitze des Turmfachwerkes befestigt.

8. Bewegungen der Turmspitze

Die Super-Gain-Antenne ist ein rechteckiger Gittermast mit einem Querschnitt von 3×3 m, der im unteren Teil aus dem Sonderstahl mit 170 mm Durchmesser besteht und sich nach oben hin auf $1,5\times 1,5$ m verjüngt. Hier ist Sonderstahl von 60 mm Durchmesser verwandt worden. Auf der Super-Gain-Antenne steht die 20 m hohe Super-Turn-Stile-Antenne mit einem Durchmesser von 435 mm und Stabdicken von 35 mm Durchmesser.

Unter der Wirkung des Windes bewegt sich die Spitze bei einer Windgeschwindigkeiten von 5—10 m/sec, rechnerisch um 1—4 cm; bei einer Windgeschwindigkeit von 30 m/sec beträgt die maximale Ausbiegung 36 cm und bei 90 m/sec erreicht sie 3,25 m. Hierbei beträgt der Neigungswinkel 1,5°. Durch die Meßergebnisse der Seismometer und Anemometer sind diese Werte noch zu bestätigen.

9. Schlußbemerkung

Vergleicht man den Stahlaufwand bei diesem Fernsehturm mit dem des Fernsehturmes in Nagoya, so ergibt sich: Fernsehturm in Nagoya etwa 600 t und Fernsehturm in Tokyo etwa 3600 t. Bei einem Höhenverhältnis zu 180: 333 = 1:1,82 beträgt das Gewichtsverhältnis 1:6. Erhebt man das Höhenverhältnis in der 3. Potenz, so stellt man fest, daß das Gewicht des Turmes näherungsweise proportional zu der 3. Potenz seiner Höhe ist (1:1,823 = 1:6).

Der Fernsehturm in Tokyo wurde in 18 Monaten gebaut. Die Grundsteinlegung war am 29. 6. 1957 und am 23. 12. 1958 wurde er fertiggestellt; gegenüber dem Fernsehturm in Nagoya mit 9 Monaten Bauzeit ist hier die Bauzeit doppelt so groß bei einem sechsfachen Stahlgewicht.

Generalunternehmer war die Firma Takenaka-Komuten-AG. Der untere Teil des Turmfachwerkes wurde von der Firma Matsuo-Brückenbau-AG., der obere Teil des Turmfachwerkes und die Antenne von der Firma Shin-Mitsubishi-Schwerindustrie AG. erstellt. Die Montage wurde von der Firma Miyaji-Kensetsu-AG. vorgenommen. Der Entwurf stammte von der Nikken-Sekke-i-AG., die Leitung des Entwurfes hatte der Verfasser.

Hohenzollernbrücke Köln — Wiederherstellung des 3. und 4. Gleises

Von Bundesbahndirektor Dipl.-Ing. Rudolf Schau und Dipl.-Ing. Rudolf Lüttges, Köln

DK 624.65: 624.32

(Schluß aus Heft 10/1959)

Teil II: Neubau des Mittel- und rechtsrheinischen Seitenbogens

1. Allgemeines

Als Systeme kamen für die neuen Überbauten mit Rücksicht auf den benachbarten Brückenzug 1./2. Gleis und den vorhandenen linksrheinischen Seitenbogen 3./4. Gleis ebenfalls nur Fachwerk-Zweigelenkbögen mit Zugband in Frage, die in der äußeren Form genau den vorhandenen entsprechen.

Die bauliche Durchbildung der beiden neuen Überbauten und die Montage des neuen Mittelbogens weichen jedoch in wesentlichen Punkten von denen des im Jahre 1952 erstellten Mittelbogens 1./2. Gleis ab und zeigen deutlich die Fortschritte des Stahlbrückenbaues,

durch weitestgehende Anwendung der Schweißtechnik, Verfeinerung der Berechnungsmethoden und Konstruktionen leichter und

durch Fertigung möglichst großer Einheiten in den Werkstätten, Beschränkung der Montagearbeiten auf ein Mindestmaß und Einsatz von hochtragfähigen Schwimmkränen schneller zu bauen.

2. Bauliche Durchbildung

2.1 Hauptdaten der Überbauten (Bild 7)

Da auf den neuen Überbauten ein Gleisabstand von 3,75 m gegenüber 3,50 m auf den vorhandenen gefordert wurde, ergab sich der Hauptträgerabstand zu 9,25 m.

2.2 Bemessungsgrundlagen

Die Bemessung erfolgte nach Lastenzug S (1950). Als Schwingbeiwerte wurden — abweichend von BE Übersicht 7.1b — die beim linksrheinischen Seitenbogen 3./4. Gleis festgelegten Werte (vgl. I. 2.31) eingesetzt.

Im übrigen lagen den Festigkeitsberechnungen die für den Eisenbahnbrückenbau maßgeblichen Vorschriften der Deutschen Bundesbahn zu Grunde. Über die einzige Abweichung siehe 2.521.

2.3 Grundsätzliche Gestaltung der ei<mark>nzelnen</mark> Bauglieder

In dem Streben nach einer möglichst wirtschaftlichen Konstruktion mit geringsten Unterhaltungskosten sowie aus der Forderung nach einem dichten Abschluß der Überbauten nach unten wurden die Fahrbahnen der neuen Überbauten — im Gegensatz zu den offenen der vorhandenen mit Längs- und Querträgern — als geschlossene Stahlblechfahrbahnen gestaltet.

Daraus folgte zwangsläufig die Anwendung einer schwellenlosen, unmittelbaren, federnden Schienenlagerung auf Gummipolstern. Alle

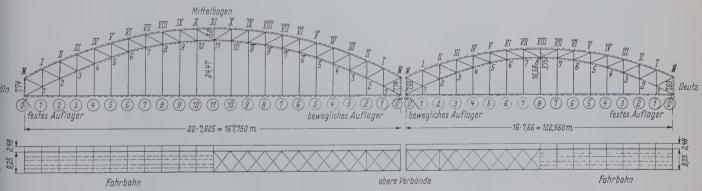


Bild 7. Systeme des Mittel- und rechtsrheinischen Seitenbogens

	Mittelbogen	Rechtsrh. Seitenbogen
Stützweite	167,75 m	122,56 m
Felderzahl	22	16
Feldweite	7,625 m	7,66 m
Systemhöhe im Scheitel:		
Fahrbahn bis Untergurt	24,47 m	16,58 m
Untergurt bis Obergurt	5,00 m	3,75 m
insgesamt:	29,47 m	20,33 m
Systemhöhe über den Auflagern	7.74 m	7,93 m
Bauhöhe	1,48 m	1,48 m

Hauptträgergurtstäbe und Streben der Windverbände wurden als geschlossene Hohlkästen ausgebildet, die knick- und drillsteif, gut zu unterhalten sind und ein ruhiges Brückenbild bieten. Die Hauptträgerfüllstäbe, Hänger und Portale erhielten I-Form.

Während beim Mittelbogen 1./2. Gleis nur die Längs- und Querträger geschweißt, alle anderen Teile sowie alle Stöße und Anschlüsse genietet worden waren, wurden bei den neuen Überbauten 3./4. Gleis alle Teile und sämtliche Werkstattstöße geschweißt und nur die Montagestöße und -anschlüsse genietet. Die Werkstatteinheiten der Gurte und der Fahrbahn erstreckten sich über drei Felder mit einer Länge von fast 23 m.

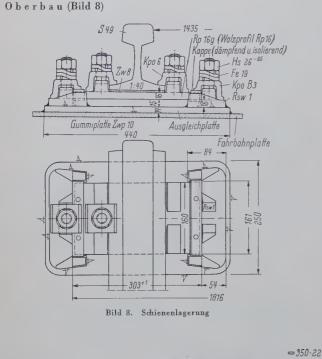
Der neue Mittel- und rechtsrheinische Seitenbogen 3./4. Gleis wurden nach den gleichen Grundsätzen durchgebildet. Sie unterscheiden sich nur in den Abmessungen der einzelnen Bauglieder.

2.4 Werkstoffe

Die neuen Überbauten wurden zu etwa 80 % aus St 52, der Rest aus St 37 gefertigt. Alle Niete sind, um Irrtümer auszuschließen, St 44, auch in den Teilen aus St 37.

Die neuen Lager bestehen aus GS 52.1, ihre Stelzen aus C 35.

2.5 Einzelheiten der baulichen Durchbildung



Schnitt A-A

350.50

220

I

0

→ 820 → -2,125 —

Waffelbleche aufklappbar

2,585

22st.

26st.

2,00

7.878

0,970

0.630

1

1,676

Die Schienen mit ihren üblichen Befestigungsmitteln sind unte Zwischenschaltung einer Gummiplatte unmittelbar auf dem Fahr bahnblech aufgelagert. Die federnde Auflagerung ermöglicht, da die Radlasten wie beim Oberbau der freien Strecke auch ohn Schotterbett unter Verteilung auf mehrere Schienenstützpunkte in das Tragwerk eingeleitet werden.

Die vom Bundesbahn-Zentralamt Minden an Hand von mehr jährigen praktischen Erfahrungen entwickelte schwellenlose Gleis lagerung nach Zeichnung Ioarb 104 a sieht eine stählerne Grund platte mit zwei aufgeschweißten Rippenspurplatten (Rsw 1) vor, die die 15 mm dicke Spezialgummiplatte und die darüber liegenden nor malen Oberbauelemente trägt. Die Grundplatte ist mit Hilfe von Ausgleichsblechen und Futterstücken, die beide die unvermeidlicher

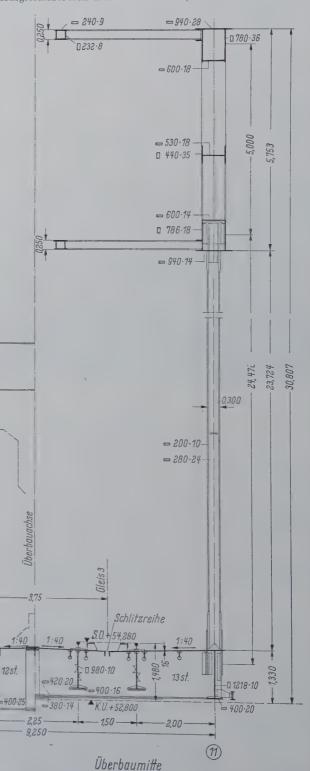


Bild 9. Querschnitte des Mittelbogens

□ 1188·10

Gleis 4

1,50

□ 350.22

Überall wo geschweisst wird...







ELEKTRODEN FÜR DIE ELEKTRO-SCHWEISSUNG

Metallogen

US49-V

US49-VA

(Ti VIIIs)

Die Elektrode, die jeder gutgeführte Schweißbetrieb haben muß!



Zerreiß- und Biegeprobe aus reinem Schweißgut

Elektroden für die elektr. Lichtbogen-Schweißung

US49-V Dieser Elektrodentyp (Normbezeichnung TiVIIIs) ist eine sehr stark umpreßte, an Gleich- und Wechselstrom verschweißbare Universal-Elektrode. Sie stellt eine Ablösung des alten Hohlkehltyps (Ox) dar, der eine sehr glatte, feinschuppig gezeichnete und kerbfreie Hohlkehle sowie ganz flach liegende Decklagen ergibt.

Im Gegensatz zu dem alten Hohlkehltyp läßt sich US49-V auch in Zwangslage mühelos verschweißen. Zünden und Wiederzünden erfolgen leicht und sofort bei Berührung des Werkstückes. Ein ruhiger und weicher Lichtbogen erleichtert das Arbeiten mit dieser Elektrode.

Bemerkenswert sind die geringen Spritzverluste und das relativ hohe Ausbringen an Schweißgut (92-95 % gegenüber etwa 83 % bei dem alten Ox-Typ). Die Schlacke ist geschlossen und fast porenfrei. In günstigen Fällen (Flach- und Überlapptnaht) ist sie selbstabhebend und in der Kehlnaht leicht entfernbar. Die Entfernbarkeit in der Kehlnaht ist von der Materialstärke und der Schweißstromstärke abhängig. Große Materialstärke und niedrige Stromstärke begünstigen das Schlackenabkommen. Deshalb ist es zweckmäßig, die Stromstärke etwas niedriger einzustellen

Stromtabelle

Durchmesser mm	Stromstärke Amp.	Durchmesser mm	Stromstärke Amp.
2,00	60 - 80	4,00	170-200
2,50	80100	5,00	220260
3,25	130—150	6,00	270-310

Werkstoffe

US49-V eignet sich für folgende und ähnliche Werkstoffe:

St 34, St 37, St 42, St 52, GS-38, GS-45, GS-52

 Anwendungsgebiete

für folgende

Anwendungsgebiete:

Maschinenbau, Stahlbau, Fahrzeugbau, Rohrleitungsbau, Schiffsbau und Behälterbau.

Gütewerte

Im reinen Schweißgut ergeben sich folgende Gütewerte:

Streckgrenze	Festigkeit	Dehnung	Einschnürung	Kerbzähigkeit	Biegewinkel	Brinellhärte
kg/mm*	kg mm²	I = 5 d) ,		kgm cm [:]	Grad	
4246	50—55	25 30	60-63	1114	180	160 170

Normallieferung

Bis 2,5 mm ϕ 350 mm, darüber hinaus 450 mm lang; speziell für Montagezwecke auf Wunsch 2,0 mm ϕ 250 mm, darüber hinaus 350 mm lang.

Zulassungen u. a.: E34 z, E37 z, E52 z einschließlich Stehbolzen, sowie für den Brückenbau als E 37 zB und E 52 zB.

US49 - VA Außer der Elektrode US49-V liefern wir auch die Qualität US49-VA. Diese hat gegenüber der US49-V die Vorteile einer noch besseren Schlackenentfernbarkeit, einer glatteren und glänzenderen Schweißraupe und einer noch viel größeren Spritzarmut. Bei Schrägabwärtsschweißungen ist die Elektrode US49-V gegenüber der US49-VA zu bevorzugen. Bei der Vertikalaufwärtsschweißung verhalten sich beide Elektroden gleich gut. Im übrigen liegen Festigkeit und Streckgrenze um 10 % höher als bei US49-V. Es ist zweckmäßig, die Schweiß-Stromstärke um 10 % höher anzusetzen.

Nunmehr

- spritzerfrei
- universell anwendbar
- stark erhöhte **Schweißgeschwindigkeit**
- noch leichter lösliche Schlacke, auch im spitzen Winkel



Metallogen GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK UND WERKSTOFFS CHUTZ M.B.H.

WATTENSCHEID IN WESTF. - RUF 8403/81403 - POSTFACH 145

Fertigungsungenauigkeiten der geschweißten Fahrbahntafel ausgleichen, unmittelbar auf das Fahrbahnblech aufgeschweißt. Um die aus sicherungstechnischen Gründen erforderliche Isolierung der Schienen zu erreichen, wurden zwischen Rippen- und Rippenspurplatte besondere Isolierkappen aus Kunststoff (Sustamid) eingebaut.

An den Übergängen zwischen den Mittel- und den beiden Seitenbögen wurden Schienenauszugsvorrichtungen mit 200 mm Spiel angeordnet.

Die Verziehung des Gleisabstandes von 3,50 m auf dem linksrheinischen Seitenbogen zu 3,75 m auf dem Mittel- und rechtsrheinischen Seitenbogen erstreckt sich auf eine Länge von rd. 55 m und liegt auf dem Mittelbogen von Pkt. (0) bis etwa Pkt. (7).

Um im Falle von Entgleisungen den Laufbereich entgleister Fahrzeuge zu begrenzen, wurden zwischen den Schienen jedes Gleises Saumschwellen aus Winkelstahl angeordnet.

2.52 Fahrbahn (Bild 9)

Die Fahrbahn besteht aus

dem Fahrbahnblech,

den 4 Längsrippen unter den Schienen,

den 2 Randrippen in den lotrechten Ebenen der Bögen und

den Querrippen in den Ebenen der Hänger.

Die lotrechten Schienendrücke gehen an den im Abstand von rd. 64 cm liegenden Stützpunkten unmittelbar in die darunter liegenden Längsrippen. Waagerechte Lasten aus Wind und Seitenstoß werden auf Querstege unter jeder Schienenlagerung übertragen, die zwischen den Längsrippen und Längssteifen liegen. Diese durch Schlitze in den Querrippen durchlaufenden Längssteifen, die als tragende Querschnittsteile mitherangezogen wurden, stützen sich unter jeden zweiten Schienenstützpunkt auf sekundäre Querrippen, die ihre Lasten an die Längsrippen abgeben. In den Mitten jedes Längsrippenfeldes wurde ein über die ganze Überbaubreite durchlaufender Querrahmen ausgeführt. Die Fahrbahn stellt einen Trägerrost dar, der in den vier Eckpunkten starr, an allen anderen Punkten in den Hauptträgerebenen infolge Nachgiebigkeit des Bogens und Längenänderung der Hänger elastisch gelagert ist.

Die gesamte Fahrbahn dient neben ihrer unmittelbaren Aufgabe, die anfallenden Lasten über die Hänger auf die Bögen zu übertragen, gleichzeitig als Zugband für die Bögen und hat alle waagerechten Lasten aus Bremslast, Wind und Seitenstoß aufzunehmen. Diese mehrfachen Aufgaben erforderten sehr vielseitige und umfangreiche Berechnungen über die Last- und Spannungsverteilungen. Insbesondere waren die Fragen zu klären,

a) wie die Verkehrslasten sich auf dem elastisch gelagerten Trägerrost verteilen und

b) wie die Zugbandkräfte von den Auflagerpunkten in die Fahrbahn ausstrahlen.

Die statische Untersuchung des gesamten Fahrhahnrostes zwischen den Auflagerpunkten mit den in jedem Punkt verschiedenen Nachgiebigkeiten der Hauptträger und der ungleich langen Hänger hätte einen baupraktisch nicht vertretbaren Arbeits- und Zeitauf-

wand erfordert. Es wurden daher 2 Grenzfälle der Lastverteilung in Brückenmitte und am Brückenende untersucht. Dabei wurde angenähert für Brückenmitte ein Trägerrost mit 6 Feldern, 4 Längs- und 2 Randrippen und gleich langen Hängern, für das Brückenende ein Träger-

Mittlerer Bereich

elastisch gestützter Trägerrost Ersatzbalken Endbereich starr gestützter Trägerrost (10)(11) Bild 10. Systeme für Berechnung der Fahrbahn

rost mit 4 Feldern und starrer Stützung an den Hängern (Hängerlänge und Verformung des Bogens = 0) angenommen (Bild 10).

Für die am ungünstigsten belasteten mittleren Längsrippen wurden folgende Momentengrenzwerte aus Lastenzug S (1950) ohne Schwingbeiwerte errechnet:

Mittlerer Bereich	Feldmomente	+70,9	- 9,4 tm
	Stützmomente	+ 30,5	-20,3 tm
Endbereich	Feldmomente	+ 55,8	16,1 tm
	Stützmomente	+ 9,4	-36,6 tm

Die im Endbereich wirklich auftretenden positiven Momente werden infolge Nachgiebigkeit der Hänger und des Hauptträgers geringfügig größer sein.

Ein Vergleich der Grenzwerte etwa mit den auf Grund der vereinfachten Berechnung nach BE 33.8 sich ergebenden

Feldmomenten $M=+0.80\cdot 59.14=+47.2$ tm und Stützmomenten $M = -0.75 \cdot 59.14 = -44.4 \text{ tm}$

zeigt die Notwendigkeit der genaueren Berechnungsart im vorliegenden Fall.

Zu b)

Die im Hauptträger entstehenden Horizontalzugkräfte werden in den Auflagerknotenpunkten (0) und (0) als Doppellasten in die als Zugband dienende Fahrbahn eingeleitet. Diese stellt also eine längsund querversteifte Scheibe mit gleichen Doppellasten an den 4 Eckpunkten dar. Infolge der erheblichen Länge der Scheiben wird in einem gewissen Abstand von den Lastangriffspunkten eine gleichmäßige Beanspruchung über den ganzen Fahrbahnquerschnitt vorhanden sein.

Die rechnerischen Untersuchungen zeigten, daß in etwa 10 m Abstand von den Lastangriffspunkten mit einer gleichmäßigen Kraftverteilung der Zugbandkräfte über den ganzen Fahrbahnquerschnitt gerechnet werden kann, entsprechend einer Ausstrahlung von etwa 1:2.2 (Bild 11).

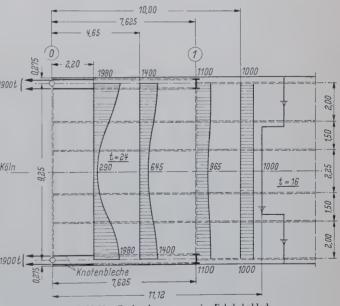


Bild 11. Zugbandspannungen im Fahrbahnblech

2.521 Fahrbahnbleche

Die Fahrbahnbleche (St 52) sind im Querschnitt der Überbauten von den Längsrändern und der Überbaulängsachse aus nach den Gleismitten zu dachförmig im Gefälle 1:40 geneigt, um sie an den Tiefstpunkten in Schlitzreihen günstig entwässern zu können und

gleichzeitig die vorgeschriebene Schienenneigung bereits durch das Fahrbahnblech zu erhalten. In den Überbaulängsachsen erhalten sie aus Fertigungs- und Montagegründen einen durchgehenden genieteten Stoß. Die Dicken der auf rd. 11,0 m in den von den Auflagern übrigen Bereichen Bleche sind

beim Mittelbogen 24 mm, 16 mm, beim rechtsrheinischen

20 mm, 12 mm. Seitenbogen

Das durchgehende Fahrbahnblech wurde

- als Obergurt der Längs- und Querrippen,
- als Teil des Zugbandes und
- als Scheibe zur Aufnahme waagerechter Zusatzlasten parallel und senkrecht zu den Gleisen

herangezogen.

Die Beanspruchungen liegen parallel zu den Gleisen im Zugschwellbereich, senkrecht dazu im Druckschwellbereich. Für die Bemessung des Fahrbahnbleches ist der ungünstigste Querschnitt im Bereich der nicht bearbeiteten Kehlnähte maßgebend, mit denen die Schienenausgleichsplatten aufgeschweißt sind.

Nach DV 848, Übersicht 4.22, sind bei nicht bearbeiteten Kehlnähten quer zur Kraftrichtung die zulässigen Beanspruchungen der

T - f - 1 2 Zusammenstellung der Stehauerschnitte

Tafel 2. Zusammenstellung der Stabquerschnitte						
Überbau	, Mittelbogen			rechtsrheinischer Seitenbogen		
Feld	0 - 1	5-6	1 <u>0</u> – 11	0-1	3-4	7 - 8
Obergurt	\$\frac{5}{5} \frac{1}{2} \frac{940.14}{2.0.780.14} \frac{1}{1} \frac{600.12}{2}	St 52 1 ≈ 940 :24 2 0 780 36 1 ≈ 600 20	St 52 1 = 940·28 2 0 780·36 1 = 600·18	St 52 1 ⇒ 940·14 2 ° 730·12 1 = 600·12	St 52 1 = 940.22 2 a 730.22 1 = 600.16	5+52 1 = 940 24 2 0 730 28 1 = 600 · :6
Untergurt	\$\frac{1 = 600.40}{2.0.770.42} \frac{1 = 940.30}{1 \in 940.30}	\$\frac{57.52}{1 \infty 600\cdot 30} \\ 2 0.782\cdot 34} \\ 1 \to 940\cdot 18}	St 52 1 = 600 14 2 0 786 · 18 1 = 940 14	\$\int 52\\ \frac{1 \infty 600.28}{2 \tau 780.34}\\ 1 \infty 940.20\\	St 52 1=600 24 2 0 784 26 1=940-16	St 52 1 = 600-14 20 786-14 1 = 940-14
Diagonalen	St 52 2 = 440-21 1 0 558-14	St 52 2 = 440 · 17 1 □ 566 · 12	St 37 2 = 440:35 1 0 530:18	St 37 2 = 340 24 1 0 552-14	St 37 2 = 340-22 1 0 556-12	St 37 Z = 340-38 1 0 524-16
Punkt	1	3	11	1	3	8
Pfosten	\$\frac{5}{5} \frac{2}{ 340.30} 1 540.14	St 52 2 = 340·19 1 0 562·14	S† 37	St 52 2 = 300-26 1 = 548-12	St 37 Z=300·18 1 0 554 12	St 37 Z = 300·12 1 0 576·12
Hänger	St52 Z = 240.26 1 0 480.10	St 52 I 2 = 200 10 I 1 0 280 24 im unteren Bereich 1 0 280 34	St 37 I 2 = 200·10 1 0 280·24	St 52 Z = 240.26 1 0 476 10	St 52 I 2 ≈ 200·10 I 1 0 280·24 Im unteren Bereich 1 0 280·34	St 37 I 2=200·10 I 1 0 280·24

F-Linie anzuwenden. Im vorliegenden Fall erschienen diese Werte zu ungünstig, da die obengenannten Kehlnähte ohne Schweißnahtenden ringsum laufen und sich in der Summe nur auf etwa ein Viertel der Breite des Fahrbahnbleches erstrecken. Die Bemessung nach der E-Linie wurde für vertretbar gehalten.

Um die Schweißnähte zu vermeiden, wurde auch die Frage geprüft, ob die Befestigung der Schienenausgleichsplatten

mit Klebemitteln oder

mit vorgespannten hochfesten Schrauben

möglich und zweckmäßig sei.

Die grundsätzliche Voraussetzung für den Klebeerfolg, den Klebstoff in sehr dünnen Lagen von etwa 0,2 bis 0,3 mm in gleichmäßiger Dicke aufzutragen, konnte infolge der unvermeidlichen Schweißverwerfungen des Fahrbahnbleches im vorliegenden Fall nicht erfüllt werden. Außerdem ist die Abschälfestigkeit der Klebemittel zur Aufnahme negativer Auflagerdrücke der Schienen zu gering. Die Anwendung des Klebeverfahrens schied daher aus.

Bei der Verbindung mit vorgespannten hochfesten Schrauben befürchtete man, daß infolge der Schweißverwerfungen im Fahrbahnblech die Schienenausgleichsplatten nicht mit ihrer ganzen Fläche aufliegen, hierdurch nicht abschließend festsitzen und damit für das Fahrbahnblech erhöhte Rostgefahr besteht. Ferner müßten die Grundplatten der Schienenlagerungen zur Anordnung der Schrauben in den Abmessungen vergrößert werden. Dies hätte bei der Vielzahl der Platten eine wesentliche Erhöhung des Liefergewichtes zur Folge gehabt. Hinzu kommen noch die Mehrkosten für die zusätzliche Lieferung der hochfesten Schrauben gegenüber der Befestigung mit Kehlnähten, so daß von dieser Lösung abgesehen wurde.

2.522 Trägerrost

Alle tragenden Teile bestehen aus St 52. Die Längsrippen laufen durch Ausschnitte in den Querrippen durch und sind durch K-Nähte an die Querrippenstege angeschlossen.

Die Randrippen dienen in den Endfeldern 0-1 und 1-0 zur Überleitung der Zugbandkräfte von den zweiwandigen Auflagerknotenpunkten in die Fahrbahn. Sie sind deshalb in diesen Bereichen als doppelwandige Hohlkästen ausgebildet. Der Übergang zum einwandigen Steg in den Punkten 1 und 1 geschieht durch waagerechte Schotte.

Die Querrippen sind wie die Fahrbahnbleche aus Fertigungs- und Montagegründen in der Mitte gestoßen.

2.53 Hauptträger und Ver-bände

In Tafel 2 sind die Querschnittes der Stäbe für mehrere Felder zusammengestellt.

2.531 Gurtstäbe

Die Ober- und Untergurtstäber (St 52) wurden als geschlossene Hohl-kästen ausgebildet. Beim Obergurt steht die obere, beim Untergurt die untere Gurtplatte über. Die Höhen der Querschnitte betragen in Anlehnung an die vorhandenen Bögen des 1./2. Gleises beim Obergurt des Mittelbogens etwa 800 mm, beim Obergurt des rechtsrheinischen Seitenbogens etwa 750 mm und beim Untergurt beider Überbauten 800 mm. Der Innenabstand der Wandungen ist über die ganzen Überbaulängen konstant 600 mm.

Die Blechdicken schwanken zwischen 12 und 42 mm. In dem Bestreben, die Montagearbeiten möglichst einzuschränken, wurden Baustellenstöße nur an den Knotenpunkten 2, 5, 8, 11, $\overline{8}$, $\overline{5}$ und $\overline{2}$ des Mittelbogens und 2, 5, 8, $\overline{5}$ und $\overline{2}$ des rechtsrheinischen Seitenbogens vorgesehen. Alle inner-

halb dieser Werkstatteinheiten liegenden Stöße wurden geschweißt

Um die Baustellenstöße der Obergurte nieten zu können, wurden an den in Frage kommenden Knotenpunkten Arbeitsöffnungen in den Bodenblechen ausgespart. Bei den Untergurten mußten wegen der Einführung der Hänger in allen Knotenpunkten Aussparungen vorgesehen werden. Diese Öffnungen wurden wegen der besseren und wirtschaftlicheren Unterhaltung nicht abgedeckt.

Da der Raum im Inneren der Hohlkästen zu einer einwandfreien Unterhaltung nicht ausreicht, wurden alle Gurtstäbe zwischen den Knotenblechen neben den Baustellenstößen oder Aussparungen durch Schotte luftdicht abgeschlossen. Diese wurden bei den schwellend beanspruchten Druckstäben eingeschweißt, bei den Wechselstäben eingenietet. Das Kasteninnere erhielt keinen Anstrich. An den tiefsten Stellen der Bodenbleche vor den Schotten sind jeweils zwei Entwässerungslöcher angeordnet.

2.532 Knotenbleche

Die Knotenbleche (St 52) sind in die Wandungen der Gurtstäbe eingeschweißt und wurden durchschnittlich 6 mm dicker gewählt als das dickste anschließende Stegblech (Bilder 12 und 13). Um Überlagerungen von Eigenspannungen aus der Schweißung und von Kerbspannungen am Beginn der Knotenbleche möglichst zu vermeiden, sind alle Knotenbleche mit seitlichen Ansätzen von mindestens 300 mm Länge und den anschließenden Stegblechen entsprechenden Höhen versehen. Außerdem sind zur Beschränkung der Kerbspannungen alle einspringenden Ecken mit rd. 200 mm ausgerundet. Mit der hierfür ermittelten Kerbzahl $\alpha_k \sim 1,54$ ergaben sich zwar rechnungsmäßig Beanspruchungen bis etwa 2,5 t/cm² > 2,1, doch ist mit Rücksicht auf die genauere Berech-

nungsmethode, Auftreten der hohen Beanspruchungen nur auf sehr geringe Länge und das sehr günstige Verhältnis der tatsächlichen Belastungen zu den rechnungsmäßigen ausreichende Sicherheit gewährleistet.

2.533 Füllstäbe

Die Diagonalen und Pfosten wurden in I-Form geschweißt ausgeführt. Alle Stäbe der gleichen Gattung haben gleiche Flanschbreiten. Aus wirtschaftlichen Gründen wurden die schwellend beanspruchten Stäbe aus St 52, die Wechselstäbe aus St 37 SM-Güte gefertigt. Die Anschlüsse an die Knotenbleche wurden genietet. Dabei wurde möglichst einschnittige Vernietung mit höchstens sechs Nieten hintereinander angestrebt. Ein Teil der Stäbe erhielt verstärkte, stumpf angeschweißte Flanschenden, um den Nietlochabzug im Anschluß auszugleichen.

2.534 Hänger

Es war urspründlich beabsichtigt, inshesondere aus ästhetischen Gründen, für die Hänger runde Querschnitte zu verwenden. Dieser

Plan wurde trotz befriedigender Ergebnisse der für die Hängeranschlüsse durchgeführten Dauerfestigkeitsversuche aufgegeben, da es noch nicht möglich ist, die geschweißten Stumpfstöße der aus mehreren Rohrlängen zusammengesetzten Hänger einwandfrei zu prüfen. Es mußte daher auf einen Querschnitt mit erprobten Konstruktionselementen in I-Form zurückgegriffen werden. Im Sinne einer günstigen Materialausnutzung wurden die Biegebeanspruchungen möglichst klein gehalten durch Querschnittsformen mit geringen Trägheitsmomenten nach beiden Achsen. Es wurden I-Querschnitte mit dicken Stegen (t = 24 - 34 mm) und dünnen Flanschen von $10\,\mathrm{mm}$ Dicke gewählt. Alle Hänger $2-\bar{2}$ sind in den Hauptträgerebenen 200 mm, senkrecht hierzu 300 mm breit. Als Werkstoffe dienten St 52 bei den kürzeren Hängern mit größeren Momenten, bei den längeren mit geringerem Momenteneinfluß St 37 SM-Güte. Die Hänger wurden am Bogenuntergurt durch vier angenietete Winkel an Querschotte angeschlossen. An der Fahrbahn sind wegen des Nietlochabzuges verstärkte Flanschenden eingeschweißt und an Anschlußbleche angenietet, die das Fahrbahnblech durchdringen und über Winkel mit den Querrippenblechen oder mit den Anschlußblechen an den Randrippen verbunden sind. Die Hänger 1 und 1 wurden mit Rücksicht auf ihre weitere Aufgabe, die in ihren Ebenen liegenden Hauptträger-Untergurtknotenpunkte gegen waagerechtes Ausknicken zu sichern, stärker als die übrigen ausgebildet. 940

2.535 Mittlere und obere Windverbände

Die mittleren Verbände liegen an den Grundplatten der Bogenuntergurte und erstrecken sich mit Rücksicht auf das Lichtraumprofil von Punkt 2 bis 2. Sie bestehen aus gekreuzten Diagonalen ohne

Pfosten. Die Stäbe wurden als Hohlquerchnitte ausgebildet. Ihre stehenden Wangen sind an den Anschlüssen und Kreuzungspunkten zusammengezogen, so daß dort ein ∑-Querschnitt entsteht. In den Kreuzungspunkten geschieht die Verbindung durch Laschen in den Breiten der Stäbe. Die Auflagerdrücke der mittleren Windverbände werden in den Punkten 2 und 2 durch Querverbände nach den oberen Windverbänden übertragen. Diese liegen an den Deckblechen der Bogenobergurte. System und Stabausbildung entsprechen dem mittleren Verband.

Alle Stäbe sind 250 mm hoch, 240 mm breit und bestehen aus St 37 SM mit Ausnahme der Stäbe in den Endfeldern \otimes —II und $\overline{\otimes}$ — $\overline{\text{II}}$ des Mittelbogens, die aus St 52 gefertigt werden mußten.

2.536 Endportale

Die Riegel und Pfosten der Endportale wurden in I-Form ausgebildet, wobei die Stegbleche der Riegel, der Endquerrippen und der Pfosten in die Rahmenecken einbinden (Bild 9). Die Unterkanten der Riegel liegen wegen der zukünftigen Fahrdrahtlage und der Signalsicht 6,50 m über SO.

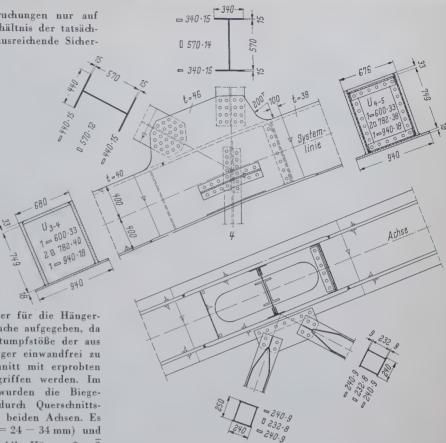


Bild 12. Untergurtknotenpunkt 4 des Mittelbogens

2.54 Auflager

Die festen Lager sind als Punktkipplager, die beweglichen mit sechs Stelzen ausgeführt.

2.55 Gehsteg

OVII-VII

= 940.30

D 780-36

= 600.22

An den stromab gelegenen Hauptträgern wurde ein Gehsteg von rd. 2,40 m lichter Breite angebracht. Dieses Maß ergab sich aus den Forderungen nach nebeneinander liegenden, von oben zugängigen Kanälen für Starkstrom-, Sicherungs- und Fernmeldekabel.

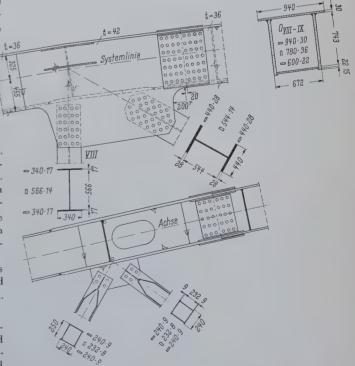


Bild 13. Obergurtknotenpunkt VIII des Mittelbogens

2.56 Besichtigungswagen

Für die Prüfung und Unterhaltung der Bogenträger wurden in Anlehnung an die Erfahrungen der bayrischen Staatsbauverwaltung zwei transportable, zerlegbare Besichtigungswagen aus Leichtmetall mit der Fa. Zarges — Leichtmetall K.G., Weilheim/Obb., entwickelt, von denen einer unter der Fahrbahn, der andere auf dem Bogenobergurt eingesetzt wird. Sie lagern witterungsgeschützt in der Obhut der Brückenmeisterei und sind so eingerichtet, daß sie an allen drei zum Bundesbahndirektionsbezirk Köln gehörenden Rheinbrücken verwendet werden können.

Über Einzelheiten ihrer Durchbildung, ihrer Arbeitsweise und der bedeutenden wirtschaftlichen Vorteile gegenüber der Vielzahl der vor der Zerstörung in jeder Öffnung dieser drei Strombrücken vorgehaltenen ortsfesten Besichtigungswagen aus Stahl wird an anderer Stelle zu berichten sein.

3. Fertigung in der Werkstatt

3.1 Werkstoffprüfungen und Werkstoffmängel Die Werkstoffe St 52 und St 37 SM-Güte wurden nach den Technischen Lieferbedingungen der Deutschen Bundesbahn bestellt und abgenommen. Sie bestanden die Aufschweißbiegeproben bei ausgesprochen zähem Verhalten.

Kerbschlagproben aus den 12 und 16 mm dicken Fahrbahnblechen ergaben im Lieferzustand bei 0° C sehr günstige Werte und bei -20° C nur einen geringen Abfall der Kerbzähigkeit (Tafel 3).

Tafel 3. Kerbschlagproben der Fahrbahnbleche

Versuchs- reihe	Proben aus Blechen mm	Prüf- temperatur	Zahl der Proben	zähi	chlag- gkeit Kleinst- wert	nach DI	verte N 17100 Kleinst- wert
1	16	0	5	11,5	10,0	7,0	3,5
2	16	0	. 5	13,3	13,1	7,0	3,5
3	16	-20	2	11,2	10,6	_	
4	12	0	5	10,5	.9,7	7,0	3,5
5	12	0	5	10,9	9,7	7,0	3,5
6	12	-2 0	2	9,1	9,1		_

Diese Untersuchungen zusammen mit den chemischen Analysen und den Ergebnissen der Feststellung der Gütewerte bewiesen, daß der verwendete Stahl einem St 52-3 nach DIN 17 100 entspricht.

Beim Vorbereiten der Schweißkanten zeigten sich im dickeren Werkstoff einzelne Fehlstellen in Form von Dopplungen und Einschlüssen. Nach dieser Beobachtung wurden alle Enden der Gurtwangenbleche und die Bereiche an den Stoßkanten der Knotenbleche mit Ultraschall geprüft und die Größe etwaiger Fehlstellen abgegrenzt. Die Ergebnisse sind in Tafel 4 zusammengestellt. Die mit

Tafel 4. Ultraschallprüfungen

	Geprüft	Ohne Befund	Geringe Mängel (belassen)	Ersatz nötig
Mittelbogen Bleche Breitflachstähle	79 310	77 264	. 38	2 8
Rechtsrheinischer Seitenbogen Bleche Breitflachstähle	107 230	89 230	10	8 —

geringen Mängeln behafteten Werkstoffe wurden zum Teil belassen oder soweit gekürzt, bis sich eine einwandfreie Schweißkante bot. Risse und Schalen kamen nur sehr vereinzelt vor. Sie wurden so tief ausgefugt, daß bei der magnetischen Durchflutung kein Fehler mehr erkennbar war, und dann durch Auftragsschweißung mit kalkbasischen Elektroden wieder geschlossen.

3.2 Zusammenbau und schweißtechnische Fertigung

Die Ausführung der Schweißnähte erfolgte bei geringerer Blechdicke von Hand und im allgemeinen mit kalkbasischen Elektroden, sonst automatisch mit dem Elliraverfahren. Die Stumpfstöße wurden

bei Dicken $t \le 20 \text{ mm}$ in Y-Form

bei Dicken $t \ge 20 \text{ mm}$ in U-Form bei Handschweißung oder in Y-Form bei Elliraschweißung

ausgebildet. Die senkrechten Kanten erhielten im vorgearbeiteten Zustand eine Höhe von mindestens $\frac{1}{5}t$, so daß die Gegenschweißung nach der Ausführung etwa $\frac{1}{3}t$ dick war.

DER STAHLBAU 28. Jahrgang Heft 12 Dezember 1959

3.21 Hauptträger und Verbände

3.211 Ober-und Untergurte

Zunächst wurden die Deck- und Bodenbleche der Gurte sowie die Wandungen mit den unbearbeiteten Knotenblechen auf die Länge der Fertigungseinheiten (rd. 23 m) je für sich zusammengeschweißt.

Dabei wurde der Winkelschrumpfung durch am freien Ende aufgebrachte Gewichte oder ähnliche Maßnahmen entgegengewirkt. Das mehr oder weniger notwendige Nachrichten erfolgte durch Wärmestraßen und Wärmekeile gegebenenfalls mit Gewichtsbelastung. Anschließend wurden die Begrenzungen der Knotenbleche angezeichnet, Wangen und Knotenbleche auf genaues Maß abgearbeitet und die Nietlöcher in den Knotenblechen mit 4 mm Untermaß nach Schablonen paketweise gebohrt. Die zwischen den Wangen liegenden Lamellen mußten auf genaue Breite gehobelt und beidseitig mit Schweißkanten versehen werden.

Zum Zusammenbau der Einzelteile zu Stäben wurden die überstehenden Lamellen, deren Längskanten ohne Bearbeitung blieben, auf einer waagerechten Zulage ausgelegt und die Schotten angeheftet oder angeschraubt. Dann wurden die beiden Wangen mit den Knotenblechen aufgesetzt, zwischen diesen Distanzstücke angebracht und die Lamelle nach Anwärmen der Knickstellen auf Rotglut und unter gleichmäßigem Andrücken beigezogen und in Abständen von rd. 500 mm geheftet (Bild 14 a). Hierauf wurden zuerst die innen liegenden Kehlnähte in zwei Lagen gezogen und die Schotte angeschraubt oder angeschweißt. Nachdem dann die ersten Lagen der äußeren Kehlnähte geschweißt, die Wandungen, soweit erforderlich, nochmals gerichtet und die inneren Heftnähte vom Abnahmedienst als ordnungsgemäß befunden waren, wurden die Lamellen zwischen den Gurtwangen eingebaut. Hierbei lagen die besonderen Schwierigkeiten darin, daß an die Gurtwangen keine Knaggen o. ä., auf die man die Lamellen hätte ablegen können, angeschweißt werden durften und die Breite der Lamellen genau dem Innenabstand der Wangen entsprach. Am besten bewährte sich die Einbaumethode, bei der die Lamelle im Kran hing und zwischen die Wangen eingeführt wurde, wobei man diese mittels Winden leicht auseinanderdrückte. Damit die Lamelle nicht zu tief zwischen die Gurtwangen rutschte, wurden Rollen (Rohre) untergelegt. Von einem Ende des Gurtes beginnend wurde die Lamelle dabei etwa in 500 mm Abstand geheftet (Bild 14b). Nunmehr wurden die weiteren Lagen der Nähte in Wannenlage gezogen, wobei das Werkstück um 180° gedreht werden mußte. Alle Nähte wurden von der Mitte nach außen gelegt.

Nach Beendigung der Schweißarbeiten wurden die Montageschrauben in den Schotten durch Niete ersetzt sowie die Verbandund Hängeranschlußbleche angebracht.

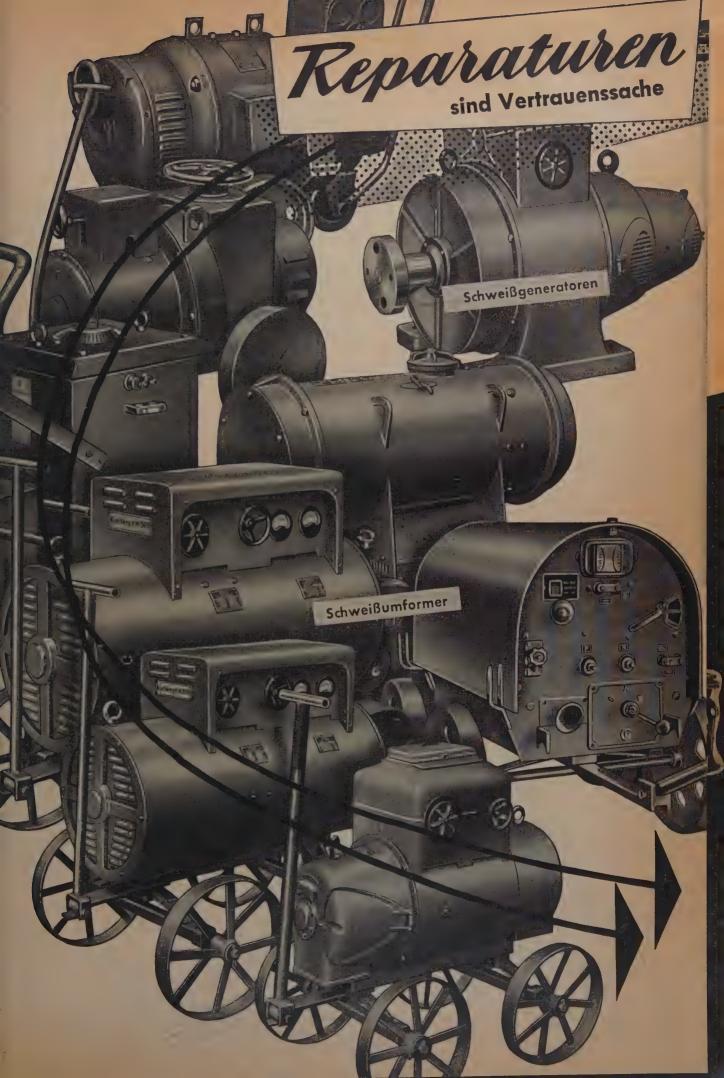
Nach dem dann folgenden genauen Vermessen und Korrigieren wurden die Stäbe an den Stoßenden auf Fertigmaß gefräst und die Löcher für die 25 mm dicken Baustellenniete mit 17 mm ϕ vorgebohrt. Die Abweichungen der fertigen Gurtteile von den Sollmaßen betrugen im ungünstigsten Fall in der Höhenlage 4 mm, in der Länge 5 mm. Da die Querschnitte nach dem Schweißen nicht immer die verlangte rechteckige Form haben, blieben die Enden der Gurtteile auf etwa 30 — 40 cm ungeschweißt. Krümmungen der überstehenden Lamellen infolge Winkelschrumpfung der Heftnähte wurden bis 3 mm zugelassen, jedoch nicht beim Untergurt wegen der sonst entstehenden Wassersäcke vor den Stoßlaschen.

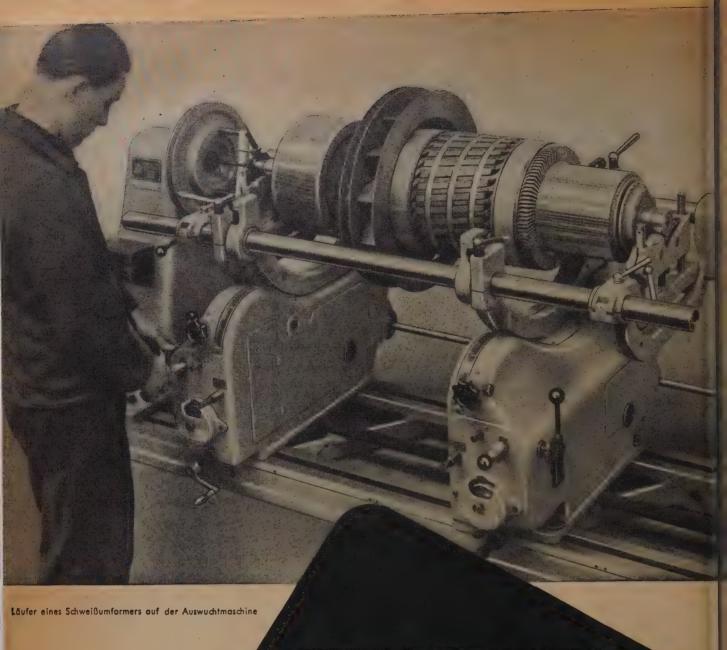
3.312 Diagonalen, Pfosten und Hänger

Bei diesen Stäben in T-Form wurden zunächst in üblicher Weise die Lamellen und Stege je für sich gefertigt und dann in Wannenlage von zwei Schweißern von der Mitte beginnend nach außen verschweißt. Anschließend wurden die Stücke angezeichnet und gebohrt. Die Längenabweichungen betrugen weniger als 3 mm. In den Außenmaßen von Lamelle zu Lamelle mußte wegen der Paßgenauigkeit zwischen den Knotenblechen die Toleranz bis — 2 mm genau eingehalten werden.

3.313 Windverbände

Die Heftnähte der kastenförmigen, aus Breitflachstäben gefertigten Windverbandstäbe wurden nach dem Zusammenbau mittels





Reparaturen am Läufer führen zur Unwucht;

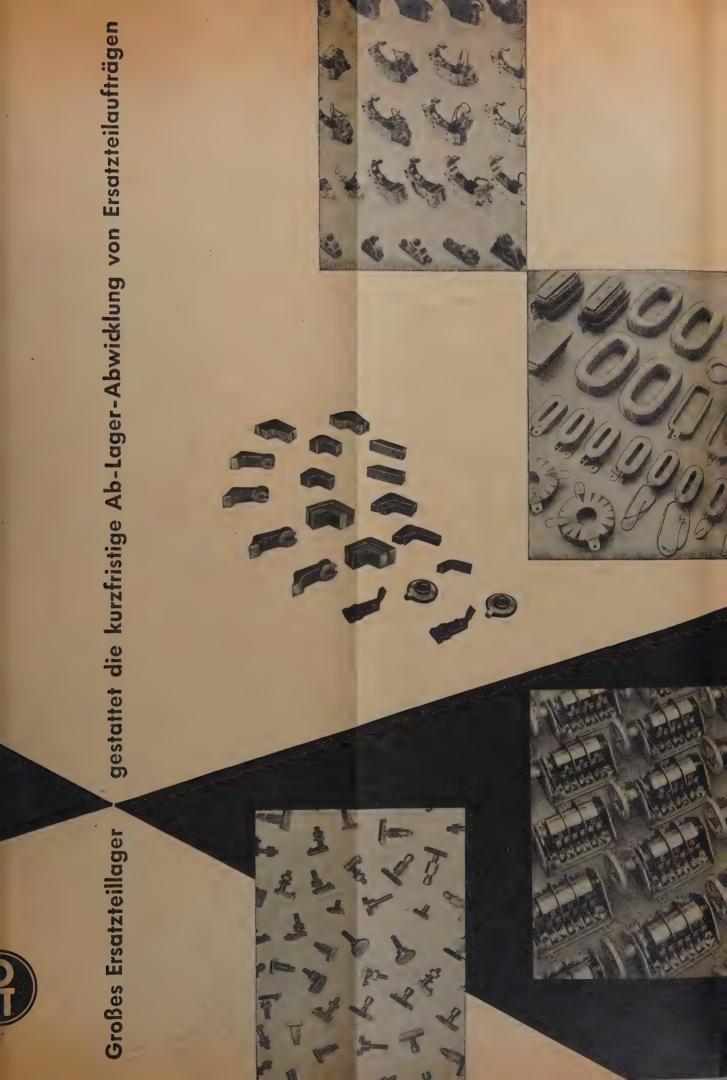
die kleinste Unwucht führt unweigerlich zu Schäden,

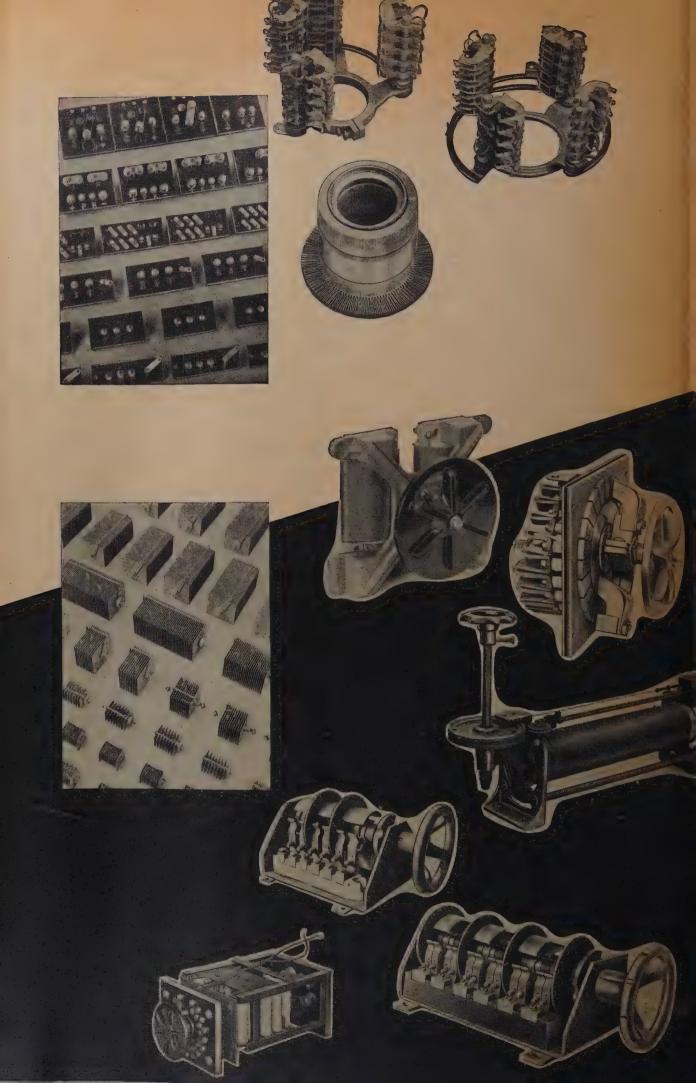
u. U. zum Totalausfall des Umformers.

Einwandfreie Läuferreparaturen bedingen

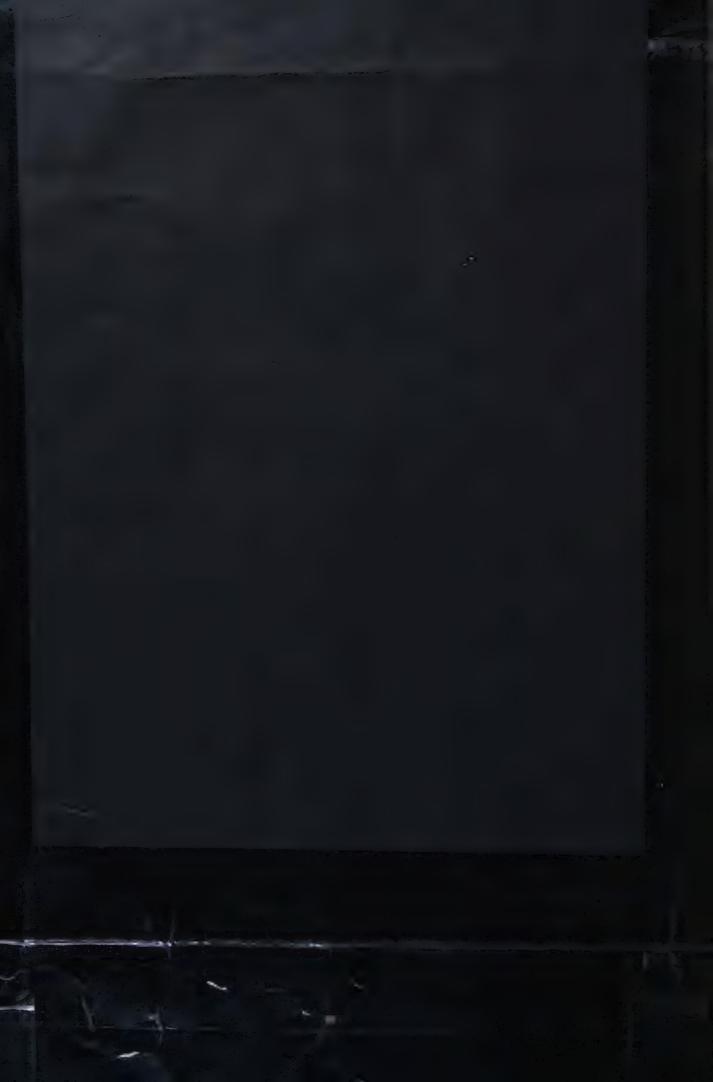
deshalb stets eine Neuauswuchtung.

ALBERT OTT Spezialfirma für Schweißam (22a) Essen · Gudulastr. 5 · Ruff





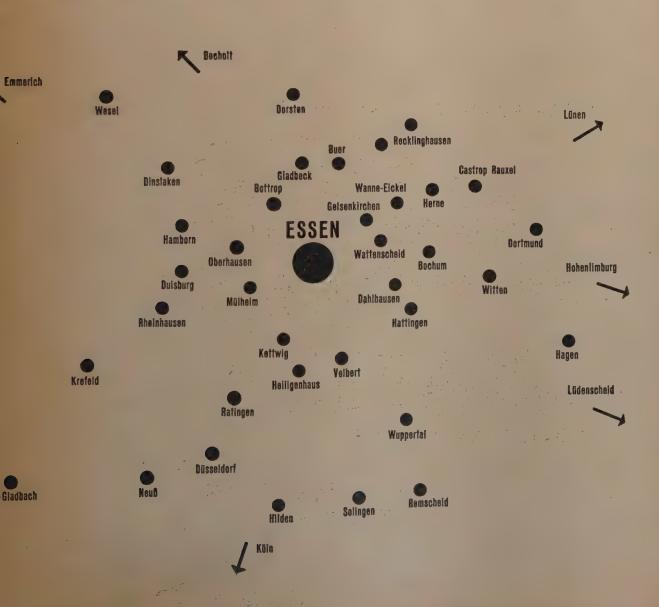


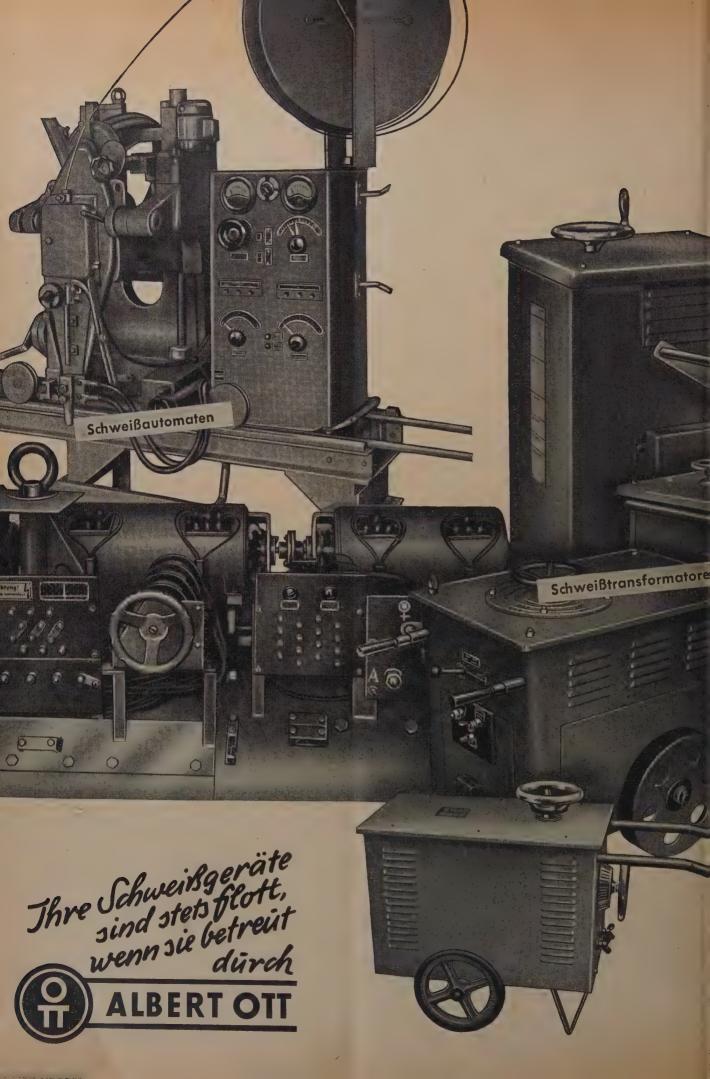


Als Spezialfirma im Zentrum des Industriegebietes

führe ich seit vielen Jahren Reparaturen an Schweißanlagen, insbesondere an Schweißumformern, Schweißtransformatoren und Schweißautomaten, einschließlich ausländischer Fabrikate, zur vollsten Zufriedenheit meiner Auftraggeber aus.

- Eigene Einzelteilfertigung, Ankerwickelei und Auswuchtmaschine bieten die Gewähr für Qualitätsarbeit.
- In Eilfällen stelle ich für die Dauer der Reparatur Aushilfsmaschinen zur Verfügung.
- Gegenüber der Neuanschaffung sind auch Generalüberholungen wirtschaftlich, da Reparaturen voll abgeschrieben werden können.
- Meine Fachingenieure und Spezialisten überprüfen Ihre Anlagen und beraten Sie bereitwilligst.
- Mit Referenzen diene ich gern.





besonderer Drehvorrichungen in Wannenlage unter Verwendung titansaurer Elektroden geschweißt. Da diese Nähte absolut luftdicht sein sollen, wurden die fertigen Stäbe einer Druckprobe unterworfen.

3.32 Fahrbahn

Aus Fertigungs- und Transportgründen mußten die ebenfalls rd. 23 m langen Werkstatteinheiten auf halbe Überbaubreite von 4.90 m beschränkt werden. Die Längsstöße in Mitte Fahrbahnblech und die Stöße der Querrippen wurden, wie alle anderen, außerhalb der Werkstatt zu schließenden Stöße genietet. Das Fahrbahnblech jeder Werkstatteinheit bestand aus vier einzelnen Tafeln. Zuerst wurden die Quernähte geschweißt, die Bleche in der späteren Schlitzreihe geknickt, dann die beiden Blech-

streifen auf einer Vorrichtung, die der Neigung der Fahrbahn 1:40 entsprach, geheftet und die Längsnaht geschweißt. Hiernach zeigten sich erhebliche Verformungen bis 120 mm, insbesondere an den Rändern der dünneren Bleche. Nach dem Warmrichten wurden die Entwässerungsschlitze hergestellt, die Fahrbahnbleche mit der späteren Oberseite nach unten auf ein der Neigung der Fahrbahn entsprechendes Bett aus I-Stählen auf der Zulage verlegt, fest verspannt und alle anzuschweißenden Teile angezeichnet.

Längs- und Randrippen wurden in den Längen der Werkstatteinheiten, die Querrippen für halbe Überbaubreite vorgefertigt, wobei in den Stegen der Querrippen auch die Schlitze für die Längsrippen und Längssteifen bereits ausgenommen wurden.

Zum Zusammenbau wurden zunächst die Längssteifen und Randrippen aufgesetzt, die Querrippen übergestülpt (Bild 15), die Längs-



Bild 15. Einbau einer Querrippe

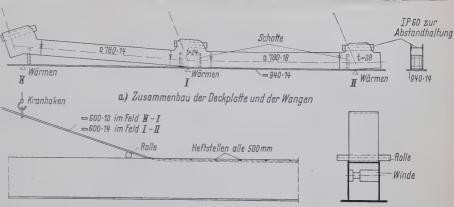
rippen in die Querrippenschlitze eingefädelt und die Quersteifen usw. eingebaut, alle Teile mit Gewichten belastet und geheftet. Von Querrippe zu Querrippe wurde ein Schrumpfmaß von 5 mm zugegeben.

Verschweißt wurden die Längs-, Rand- und Querrippen sowie die Längssteifen mit dem Fahrbahnblech, jeweils von der Mitte nach den Enden zu, dann die Stehnähte zwischen allen Längs- und Querrippen gezogen, das soweit gefertigte Werkstück unter den Längsund Randrippen von unten warm gerichtet und schließlich die Quersteifen am Fahrbahnblech und die Beulsteifen der Längsrippen angeschweißt. Anschließend wurden das Werkstück um 180° gedreht, alle wichtigen Punkte, besonders alle Schienenlagerungen, eingemessen und, soweit erforderlich, gerichtet. Erst danach wurden die Stehnähte an den Quersteifen unter den Schienenlagerungen gezogen.

Um eine einwandfreie Verbindung der einzelnen Fahrbahnteile beim Zusammenbau zu sichern, blieben die Querrippen und durchgehenden Quersteifen an den Stößen in Fahrbahnmitte auf etwa 35 cm, die Längsrippen und Längssteifen an den Enden auf etwa 70 cm Länge ungeschweißt.

3.4 Werksmontage

Bei der Montage im Werk wurden jeweils zwei aufeinander folgende Werkstatteinheiten — also jeweils 2 mal 3 Felder — der



b) Einbau der Bodenplatte zwischen die Wangen Bild 14. Fertigung des Obergurtes 0 - II

Obergurte, Untergurte und Fahrbahn nach den Überhöhungsnetz ausgelegt, die Stöße genau zusammengepaßt und die Löcher der Stoßniete (mit Ausnahme der Bogenmitte) nach den vorgebohrten Stoßlaschen auf den endgültigen Durchmesser aufgerieben. Die ersten Bogenstücke (0)-5 wurden außerdem im ganzen ausgelegt (Bild 16). Die Anpaßarbeiten waren besonders bei den Fahrbahn-

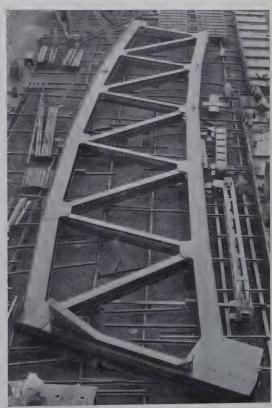


Bild 16. Zusammenbau eines Bogenteils im Werk

teilen untereinander und bei der Einführung der Untergurte und Portale in den Punkten (0) und (7) recht schwierig (Bild 17). Die für das weitere Anpassen nicht mehr benötigte Einheit konnte jeweils nach Lösen der Stöße verladen werden. Die 23 m langen Transporteinheiten der Bogenteile, die Hänger und Windverbandsstäbe wurden auf der Schiene versandt, während die gleich langen, aber 4,90 breiten Fahrbahnteile über Straße und Anschlußgleis zum Hafen Rheinhausen gelangten und auf dem Wasserweg abgefahren wurden.

4. Montage

4.1 Allgemeines

Die Montage des Mittelbogens wickelte sich in der gleichen Art ab wie die des Mittelbogens für das 1/2. Gleis im Jahre 1952, der ebenfalls in der Achse des 3./4. Gleises montiert und dann allerdings in seine endgültige Lage stromauf in die Achse der Gleise 1/2 noch verschoben werden mußte. Auch jetzt wurde von beiden



Bild 17. Zusammenbau der Fahrbahn 0-2 mit Portal und Untergurt im Werk

Seiten frei vorgebaut, rechtsrheinisch unter Benutzung der im Strompfeiler noch vorhandenen Verankerungskonstruktion und eines an der gleichen Stelle wie früher, rd. 25 m von Mitte Strompfeiler, erneut niedergebrachten Pfahljoches, linksrheinisch unter Anhängung an den Kölner Seitenüberbau (Bild 18).

Der rechtsrheinische Seitenbogen konnte, da diese Öffnung für die Schiffahrt nicht benötigt wird, auf einer festen Rüstung montiert werden.

Ein wesentlicher Unterschied gegenüber der Montage des Mittelbogens 1./2. Gleis bestand aber darin, daß jetzt, um die Nietarbeiten an der Einbaustelle und damit den Zeitaufwand einzuschränken, möglichst große Montageeinheiten eingebaut wurden. Dies erforderte auf der Baustelle den Zusammenbau der Versandeinheiten zu noch größeren Einbaueinheiten und den Einsatz eines eigens für diese Montage hergerichteten Schwimmkrans.

4.2 Zusammenbau auf dem Montageplatz

Der durch Entgegenkommen der Stadtverwaltung Köln oberhalb der Deutzer Straßenbrücke eingerichtete Werkplatz verfügte über einen Anschluß an die Bundesbahn und eine zum Anlegen geeignete Kaimauer. Er war ausgerüstet mit einer 110 m langen Kranbahn für einen Portalkran von 60 t Tragkraft sowie einer entsprechenden Zulage zur Aufnahme der Hauptträger. Ihre Oberkante lag etwa 1 m über Gelände, um auch von unten einwandfrei nieten zu können. Diesem Werkplatz liefen alle auf Eisenbahnwagen und Schiff verladenen Stücke zu.

4.21 Zusammenbau der Hauptträger

Jeweils zwei Hauptträgerstücke aus drei Transporteinheiten der Gurte, also insgesamt rd. 70 m, und den dazugehörigen Diagonalen und Pfosten wurden flachliegend auf der Zulage nach Heftverschraubung in der Höhenlage genau verlegt und mittels Theodolith und Meßlatte nach dem theoretischen Überhöhungsnetz von den in den Knotenblechen markierten Systempunkten aus ausgerichtet. Nach ausreichender Verschraubung der Stöße und der Anschlüsse der Füllstäbe konnten die einzelnen Einbaueinheiten mit Ausnahme der Diagonalen $D_{11-\rm X}$ in sich abgenietet und nach Trennung in den Montagestößen zwei von ihnen abgezogen werden. Die 3. Einheit verblieb auf der Zulage für die Fortführung dieser Vormontage.

4.22 Zusammenbau der Fahrbahnen

Da die Fahrbahnplatten beim Mittelbogen in voller Breite von 9,80 m eingebaut werden sollten, mußten sie am Werkplatz jeweils aus den zwei Hälften (Transporteinheiten) zusammengebaut werden.

Wegen ihres erheblichen Gewichtes und der begrenzten Tragfähigkeit der hier einsatzfähigen Kräne war es geboten, die auf dem Rhein aukommenden Fahrbahnplatten gleich am Kai auf einer Ponton-Schwimmbühne miteinander zu vernieten.

4.3 Schwimmkran für die Montage

Das Gewicht des schwersten einzubauenden Stückes von 54 t und die notwendige Höhe des Kranhakens über dem Scheitel des Mittelbogens erforderte einen Schwimmkran von rd. 60 t Tragfähigkeit

und etwa 64 m Hakenhöhe über dem Wasserspiegel, der unter weitestgehender Verwendung vorhandener Teile eigens für diese Aufgabe hergerichtet wurde. Der Unterbau ruhte auf acht Schwimmkörpern und hatte eine Länge von 38 m und eine Breite von 26 m. Die größte zulässige Ausladung betrug bei Vollast rd. 21 m (Bild 19).

4.4 Montage des Mittelbogens

4.41 Freivorbau

Die für den Freivorbau benutzten Verankerungen und Stützkonstruktionen waren im Prinzip die gleichen wie bei der Montagek des Mittelbogens 1./2. Gleis; jedoch mußten wegen des größerenn Hauptträgerabstandes beim neuen Mittelbogen 3./4. Gleis von 9,25 m gegenüber 9,00 m beim linksrheinischen Seitenbogen 3./4. Gleis und in den Verankerungen im rechtsrheinischen Strompfeilern auf beiden Seiten schwere Traversen zur Überleitung zwischengeschaltet werden.

Aus Gründen der Zeitersparnis wurden abweichend vom Freivorbau 1952 zuerst die beiden Bogenhälften freivorgebaut und dann nacheinander die Fahrbahnabschnitte angehängt. Die Fahrbahna 0 — (2) mußte selbstverständlich bereits mit den Bogenstücken eingebaut werden.

Nachdem die Rückhaltekonstruktionen mit den Spannvorrichtungen auf dem linksrheinischen Seitenbogen montiert waren, wurde die linke Hälfte des Mittelbogens in vier Bauabschnitten 0-2, 2-5, 5-8 und 8-11 freivorgebaut.

Um den sehr regen Schiffsverkehr auf dem Rhein möglichst wenigz zu stören, erfolgten alle Einbauten nachts, wobei die die Mittel--öffnung benutzende Talfahrt jeweils für 6—7 Stunden gesperrts wurde. Für jeden Bauabschnitt waren drei Sperrpausen erforderlich, je eine für den Einbau des ober- und unterstromliegenden Haupt--trägers und die dritte für die zugehörigen Verbände.

Trotz anfänglicher Schwierigkeiten wegen des gleichzeitigen Einfädelns des Bogenstückes an drei Stoßstellen (Obergurt, Untergurt; und Diagonale) konnten die Sperrpausen nicht nur gehalten, sondern bei den späteren Bauabschnitten sogar verkürzt werden.

Die rd. 23 m langen und 9,80 m breiten Fahrbahnabschnitteließen sich wegen ihres Gewichtes bis zu 100 t nicht vom Schwimmkran einbauen. Sie wurden mit je zwei 50 t-Zügen hochgezogen,
die an den Untergurtknotenpunkten der Hauptträger oberstrome
und unterstrom befestigt waren. Die Fahrbahneinheiten wurdens
ebenfalls in nächtlichen Schiffssperrpausen unter die Einbaustelles
verholt und nach sorgfältigem Auswiegen hochgehievt. Auf jedema
Fahrbahnabschnitt lagen die zugehörigen sechs Hänger. Sobald dass
Einbaustück seine richtige Höhenlage erreicht hatte, wurden der
Querstoß in der Fahrbahn verschraubt, die Hänger hochgezogen
und am Gurt und Fahrbahn ebenfalls mit Schrauben angeschlossen.

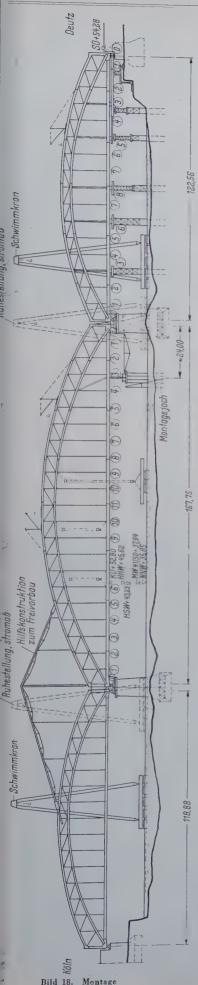
4.42 Schließen des Bogens und der Fahrbahn

Nachdem beide Bogenhälften fertig montiert waren, wurden sie zur Bogenschließung mittels der Spannvorrichtungen im Punkte VIII des linksrheinischen Seitenbogens und der Reguliervorrichtungen im Punkt (5) auf dem rechten Strompfeiler so bewegt, daß sie genaut gleiche Höhenlage und im Ober- und Untergurt gleichen Abstand zueinander hatten.

Mittels waagerecht wirkender Pressen am Festpunkt \odot wurde die rechte Bogenhälfte an die linke herangeschoben und die Löchert in den Gurtstößen und im Anschluß der Diagonalen $11-\overline{X}$ aufgerieben und vernietet.

Nachdem noch die Anschlüsse der Windverbände im Punkt 11 abgenietet waren, wurde die Fahrbahn, die ja gleichzeitig als Zugband wirkt, geschlossen. Für diesen Vorgang war im Feld 11—10 der Fahrbahn eine Spannvorrichtung mit sechs hydraulischen 400 t-Pressen vorgesehen. Obschon die einzuleitende Zugkraft nur rd. 1 100 t betrug, wurde die reichliche Pressenzahl für erforderlich gehalten, um das Umsetzen zu erleichtern und auch bei Ausfall einer Presse durch Abschaltung der korrespondierenden in der anderen Fahrbahnhälfte immer noch eine zentrische Krafteinleitung zu sichern.

Zum Schließen der Fahrbahn wurden vier Pressen der Spannvorrichtung zum Anliegen gebracht und dann die Rückhaltungen zum linksrheinischen Seitenbogen und zum rechten Strompfeiler stufenweise nachgelassen. Nachdem diese spannungslos geworden



+64,80 tiert, die aus fünf Stützjochen auf Stahl-+62,00 rammpfählen im Strom und einer Stütze auf dem Deutzer Ufer bestand. Begonnen wurde hier mit dem Fahrbahn- und Bogenstück 0-2. Da der rechtsrheinimax.Nutzlast sche Seitenbogen auf etwa 30 m Länge 60 t die Deutzer Uferpromenade und die Hafenbahn überspannt, reichte die Ausladung des Schwimmkranes nicht aus, um diese beiden Felder in ihrer endgültigen ± 0,00 38,25 21.20 33.05 Bild 19. Schwimmkran

waren, wurde der Überbau im Punkt (0) soweit angehoben, bis er nicht mehr auf dem Pendelrahmen unter Punkt (3) auflag. Anchlie-Bend wurde die Spannvorrichtung in der Fahrbahn nachgelassen, bis die rechnungsmäßige Zugkraft vorhanden war. Die Änderungen des Spaltes zwischen beiden Fahrbahnabschnitten im Feld (11)-(10), der als Paßstoß vorgesehen war, sowie die Kräfte in den Spann- und Rückhaltevorrichtungen wurden ständig kontrolliert und ergaben eine erstaunliche Übereinstimmung mit den vorher errechneten Werten.

Nach genauem Aufmaß der Spaltbreite wurden das Material für den Paßstoß gebohrt, der Stoß vernietet und die Spannvorrichtung wieder ausgebaut.

4.5 Montage des rechtsrheinischen Seitenbogens

Dieser Üherbau wurde auf einer festen Rüstung monLage einzubauen. Es wurde daher auf der Rüstung eine 40 m lange Verschubbahn verlegt, auf der auf Verschubwagen die Teile der beiden Brückenfelder vom Schwimmkran abgesetzt, vernietet und dann in ihre endgültige Lage gebracht wurden.

Nach der Montage des Überbaues, die in der auf Gerüsten üblichen Art ablief, wurden geringfügige Abweichungen von der Sollhöhe durch Anheben oder Absenken der Fahrbahnplatte auf den Jochen ausgeglichen, die Hängeranschlüsse vernietet und der Überbaufreigesetzt durch Anheben auf dem rechtsrheinischen Strompfeiler und gleichzeitiges Nachlassen der hydraulischen Pressen auf den Stützjochen.

Anschließend folgte der Abbau der Stützjoche, wobei die Stahlrammpfähle mit dem unter 4.6 erwähnten Hubgerüst gezogen wurden.

4.6 Verschieben des Mittelbogens und des linksrheinischen Seitenbogens, Restarbeiten

Während der rechtsrheinische Seitenbogen in der Bauwerksachse montiert werden konnte, mußten der Mittel- und linksrheinische Bogen aus der Montageachse, die durch die Lage der Verankerung im rechtsrheinischen Strompfeiler gegeben war, in die endgültige Achse gedreht und verschoben werden. Hierzu wurden die Überbauten in den Auflagerknotenpunkten unmittelbar neben den Lagern mit Pressen angehoben und auf Rollensätze unter den Lagern gesetzt.

Nach dem Absetzen in der endgültigen Lage wurden sofort mit Hilfe des Schwimmkrans die Rückhaltungen, Verankerungen und Stützjoche abgebaut sowie mittels eines schwimmenden Hubgerüstes von 300 t Tragfähigkeit die Rammpfähle gezogen.

4.7 Verlegen des Oberbaues

Um den Oberbau in Höhen- und Seitenlage ordnungsgemäß aufbringen zu können, durften diese Arbeiten erst beginnen, nachdem die Überbauten in ihre endgültige Lage gebracht und auf die Auflager abgesetzt waren.

Beim linksrheinischen Überbau mit offener Fahrbahn (Schienen auf Holzschwellen) traten keine Besonderheiten auf.

Beim Mittel- und rechtsrheinischen Bogen waren dagegen rd. 1800 Schienenauflagerungen des schwellenlosen Gleises mit den in den Oberbauvorschriften geforderten Maßgenauigkeiten aufzuschweißen.

Diese Aufgabe stellte in erster Linie an den Oberbau, aber auch an den Brückenbau, sehr erhebliche Anforderungen. Sie wurde in enger Gemeinschaftsarbeit von den beteiligten beiden Spezialfirmen in befriedigender Weise gelöst. Es ist im Rahmen dieser Abhandlung leider nicht möglich, über die hierbei gemachten und sehr interessanten Erfahrungen näher zu berichten. Es darf auf die diesbezügliche Veröffentlichung von Bundesbahnrat Dobiat [4] verwiesen werden.

5. Belastungsversuche

Die Belastungsversuche konnten zunächst nur unter ruhenden Lasten vorgenommen werden, da auf der Kölner Seite die Gleise noch nicht an die Brücke angeschlossen waren.

Für jedes der beiden Brückengleise stand ein Belastungszug von rd. 127 m Länge und etwa 750 t Gewicht zur Verfügung. Die Züge setzten sich aus je zwei Loks von 180 t Gewicht und beiderseits angehängten Schotterwagen und mit Schienen beladenen SSI-Wagen zusammen.

An jedem Überbau wurden die Durchbiegungen in der Mitte und die Beanspruchungen an besonders interessierenden Bauteilen gemessen.

5.1 Durchbiegungen

Die vom Vermessungsdienst der Bundesbahndirektion Köln durchgeführten Durchbiegungsmessungen ergaben Werte, die in dem üblichen Rahmen unter den rechnungsmäßigen lagen. Bei einseitiger Belastung beträgt der wirkliche Lastanteil des stärker belasteten Hauptträgers etwa 0,65 und liegt niedriger als der nach dem Hebelgesetz errechnete Wert 0,70.

5.2 Spannungen

Die vom Bundesbahn-Zentralamt München vorgenommenen umfangreichen Spannungsmessungen bestätigten vollauf die Richtigkeit der der Bemessung der Überbauten zu Grunde gelegten Ansätze. Auf folgende, die neuen Überbauten betreffenden Punkte sei besonders hingewiesen:

- a) Die tatsächliche Querverteilung der Verkehrslasten auf die Längsrippen kommt den unter 2.52 a dargelegten Trägerrostberechnungen sehr nahe.
- b) Die Lasteinteilung der Horizontalzugkräfte in die Fahrbahn entspricht unseren rechnerischen Untersuchungen der versteiften Scheibe (vgl. 2.52 b). Insbesondere liegt bei Belastung beider Gleise höchstens im Abstand 10 m von der Krafteinleitungsstelle ein gleichmäßiger Spannungszustand über das ganze Fahrbahnblech vor. Selbst bei Belastung nur eines Gleises ist an dieser Stelle der Fahrbahn bereits ein fast symmetrischer Spannungszustand erreicht.
- c) Spannungsmessungen am Untergurtknotenblech 1 des Mittelbogens zeigten am Beginn der Ausrundung nur geringe Spannungserhöhungen von etwa 20 %, die entlang der Rundung rasch abklingen. In Schnitten senkrecht zur unteren Begrenzungslinie wurden fast geradlinige Spannungszustände festgestellt, wie sie einer exentrischen Druckkraft entsprechen.

6. Rostschutz

Nach den Einführungsbestimmungen zur DV 807 (RoSt) soll im allgemeinen die Entrostung und das Aufbringen des 1. Grundanstriches in der Stahlbauanstalt erfolgen. Bei den vielen Umlagerungen der einzelnen Konstruktionsteile und der Zwischenmontage wäre im vorliegenden Fall eine Beschädigung des vorher erfolgten Grundanstriches und damit eine erneute Korrosionsgefahr an den Schadstellen unvermeidbar gewesen. Die Entrostung und der Anstrich wurden daher erst nach Abschluß der Montagearbeiten ausgeführt.

Alle über der Fahrbahn liegenden Konstruktionsteile erhielten nach metallisch blanker Entrostung den vierfachen Regelanstrich mit Farben auf Phthalatharzbasis. Für die Fahrbahnunterseite wurde wegen der größeren Beanspruchung durch Rauchgase der Schiffahrt ein fünffacher Anstrich gewählt, und zwar zwei Bleimennigegrundanstriche auf Phthalatharzhasis (schnelltrocknend) und drei Anstriche mit gefüllter Steinkohlenteerpechlösung.

Die Fahrbahndraufsicht erhielt vorläufig nach der Entrostung nur einen Bleimennigegrundanstrich und einen Anstrich mit Steinkohlenteerpechlösung, um noch einige Zeit die Schweißnähte den aufgeschweißten Ausgleichplatten für den Oberbau auf etwaige Risse untersuchen zu können. Nach etwa einem Jahr sollen nach gründlicher Säuberung ein weiterer Anstrich mit Steinkohlenteerpechlösung und zwei Spachtelschichten aus Steinkohlenteerpechemulsion mit Quarzsand gemischt (1:2) als Verschleißschicht aufgebracht werden.

Ein besonderes Problem war, die in den Ober- und Untergurtem eingenieteten Schotte so luftdicht abzuschließen, daß auf einen Innenanstrich der geschweißten Hohlkästen verzichtet werden konnte. Diese wurde dadurch erreicht, daß nach Flammstrahlen die Berührungsflächen vor dem Zusammennieten einen Anstrich mit Eisenoxydrot-Zinkoxyd erhielten und vor dem Einbau der fertigen Schotte ein Bitumenkittwulst in die Ecken der Hohlkästen eingelegt wurde.

Die Schotte und ebenso alle Flächen der durch Mannlöcher zugänglichen Innenräume der Knotenpunkte wurden nach metallischi blanker Entrostung mit einen Bleimennigegrundanstrich auf Phthalatharzbasis und drei Anstrichen mit Inertol I dick U versehen.

7. Bauzeiten, Stahlgewichte, Kosten

Die Arbeiten auf der Baustelle begannen am 1, 7, 1957 mit der Instandsetzung des linksrheinischen Seitenbogens. Nachdem Mitter Februar 1958 die Schiffahrt in der linksrheinischen Öffnung gesperrt worden war und der Schwimmkran mit dem Einbau der Rückhaltekonstruktion für den Freivorbau des Mittelbogens auf dem linksrheinischen Überbau begonnen hatte, wurde trotz starker Behinderung durch 2 Hochwasserwellen Mitte März die erste Einbaueinheit und 15 Wochen später das letzte Bogenstück des Mittelbogens montiert. In weiteren 3 Wochen wurden sämtliche Fahrbahnplatten eingebaut und vernietet, so daß bereits Anfang August das Zugband geschlossen und der Bogen freigesetzt werden konnte. Gleichzeitig lief die Montage des rechtsrheinischen Überbaues, der



Bild 20. Blick auf die geschlossene Fahrbahn des neuen Mittelbogens



UNSER FABRIKATIONSPROGRAMM:

Umhüllte Schweißelektroden für unlegierte und legierte Stähle, Grauguß, Gußeisen und Nichteisenmetalle.

Unterwasserschweiß- und Schneidelektroden.

Automatenschweißdrähte für die UP- und Netzmanteldrahtschweißung, sowie für die Schutzgasschweißung unter Kohlensäure.

Schweißpulver für die UP-Schweißung.

Oxyarc-Elektroden und Oxyarc-Geräte für das Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden.

Autogen-Falzdrähte für NE-Metalle.

EB-Weld-Einlegeringe für das EB-Weld-Wurzelnahtschweißen von Rohrleitungen.

Lichtbogenschweißautomaten für die UP-, Netzmanteldraht- und CO₂-Schweißung mit Arcosarc-Falzdrähten.

Halbautomat für die CO₂-Schweißung mit Arcosarc-Falzdrähten.

Schweißtransformatoren und Gleichrichter in zahlreichen Typen für Schweißstrombereiche von 20-1000 Ampere.

Schweißvorrichtungen für die Ausführung von Schweißungen in Wannenlage.

Dieselschweißaggregate mit einem Schweißstrombereich von 35-300 Ampere.

Schweißplatzausrüstungen.



ARCOJ-AACHEN

GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK MBH.

Jülicher Straße 122-134 · Telefon 2 19 41-43 und 3 48 41-42 · F. S. 8/32701

A6DK



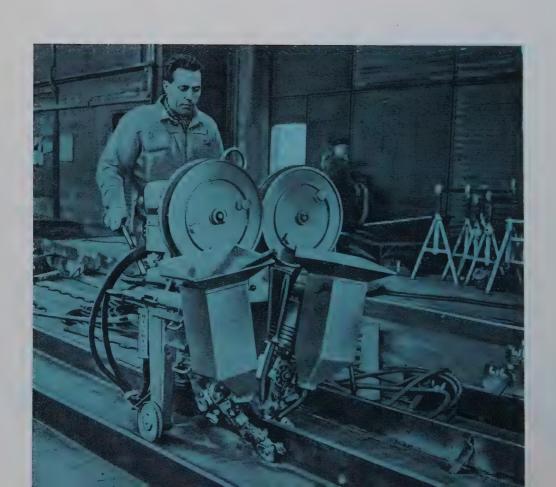
Für Doppelkehlnaht

den Kjellberg-Esab-

Besonders wichtig für den Schiffbau

zur Rationalisierung und Verbilligung der Schweißarbeiten.

Der Automat A 6 DK ist als Zwillings-Portalautomat ausgebildet. Er besitzt 2 Schweißköpfe für die Unterpulverschweißung, die gleichzeitig arbeiten oder einzeln für sich eingesetzt werden können. Bei jedem Schweißkopf lassen sich Lichtbogenspannung und Stromstärke einzeln einstellen.



- Schweißungen

Automaten



Gesteigerte Schweißgeschwindigkeit

Leichte Handhabung, schnelles Einrichten und Inbetriebnehmen, Netto-Gewicht: nur 135 kg, max. Betriebsgewicht: 225 kg.

Anwendbar für 3,5 bis 5-mm-Drähte bei 300 – 600 A. Stromquellen: 2 Umformer KBA 1000 liefern bei 45 V und 100% ED bis 1000 A. Leerlaufspannung: 60 – 100 V. Transformatoren bzw.Gleichrichter sind bei gleicher Leistung als Stromquellen ebenfalls möglich. Konstante Lichtbogenspannung

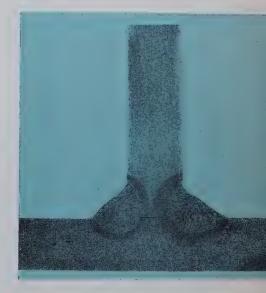
Anwendungsgebiete u. a.:

und Vorschubgeschwindigkeit.

Schiffbau

(Schiffsrümpfe · Schottenversteifungen Maschinenausrüstungen und ähnl. Bauteile) Brückenbau · Stahlbau (für lange T- und Doppel-T-Träger)





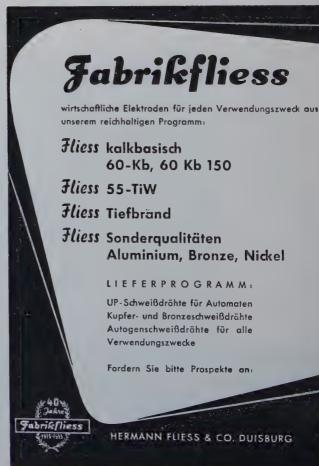
Ausführliche Unterlagen auf Wunsch! Wir bitten, uns Ihre Schweißaufgaben zu nennen, damit wir Sie unverbindlich beraten können!



Kjellberg Esab GmbH Solingen







etwa 2 Wochen später fertig wurde. Nach Ausführung der restlichen Stahlbauarbeiten, Verlegung des Oberbaues usw. war der Brückenzug dank hervorragender Zusammenarbeit termingemäß am 15. 1. 1959 befahrbar (Bild 20).

Die Stahlgewichte der neuen Überbauten setzen sich folgendermaßen zusammen:

	Mittel	bogen	rechtsrh. Seitenbogen
Hauptträger, Fahrbahn und Verbände	∫ St 52	1217 t	713 t
	{ St 37	202 t	172 t
Schienenlagerung und Entgleisungsschutz	} St 37	46 t	36 t
Auflager	$\left\{\begin{array}{l} GS~52.1 \\ C~35 \end{array}\right.$	44 t	22 t*)
		1509 t	943 t
Gehsteg und Geländer	St 37	58 t	41 t
		1567 t	984 t

Gegenüber dem Stahlgewicht des Mittelbogens 1./2. Gleis aus dem Jahr 1952 von 2033 t einschließlich Auflager ohne Gehweg wurden daher beim neuen Mittelbogen 3./4. Gleis

$$2033$$
 — 1509 = 524 t entsprechend rd. $26\,{}^{0}/_{0}$

eingespart. Außerdem entfiel die bei den Überbauten mit offener Fahrbahn notwendige dichte Waffelblechabdeckung. Die Kosten für die unmittelbare Schienenlagerung auf Gummiplatten liegen niedriger als die für normalen Schwellenoberbau.

*) Nur 2 Stelzenlager; die festen Auflager auf dem Landwiderlager waren noch vorhanden. Die Gesamtkosten für die Wiederherstellung des 3./4. Gleises ohne die Aufwendungen für den Umbau der beiden Bahnhofsköpfe Köln Hbf. und Köln-Deutz beliefen sich auf etwa 10,4 Mio DM. Hiervon entfielen 9,2 Mio DM auf den Stahlbau, 1,2 Mio DM auf Oberbau- und sonstige Arbeiten.

8. Ausführende Firmen und örtliche Bauleitung

Der Vorentwurf für die neuen Überbauten wurde bei der Bundesbahndirektion Köln, die auch Bauherr war, aufgestellt. Auf Grund einer beschränkten Ausschreibung fiel der Auftrag an Friedr. Krupp Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, mit der Auflage, die Stahlbauanstalt Aug. Klönne Dortmund mit etwa 1000 t Werkstattfertigung — rechtsrheinischer Seitenbogen, alle Verbände und Gehstege — zu beteiligen.

Die örtliche Bauleitung lag beim Bundesbahn-Neubauamt Köln 1 unter Bundesbahnrat Dobiat.

Schrifttum

- [1] Schau, R. und Lüttges, R.: Hohenzollernbrücke in Köln. Endgültige zweigleisige Wiederherstellung. Bautechnik 30 (1953) H. 10, S. 281, H. 11, S. 319.
- [2] Schau, R.: Behelfsmäßige Wiederherstellung der Hohenzollernbrücke in Köln. Bautechnik 27 (1950) H. 1, S. 1.
- [3] Paetsch, G.: Untersuchung der Kölner Hohenzollernbrücke auf Anrisse. Die Bundesbahn 32 (1958) H. 22, S. 1188.
- [4] Dobiat, E.: Schwellenloser Oberbau auf der Hohenzollernbrücke Köln. Der Eisenbahningenieur 10 (1959) H. 9.

Berichtigung zu [3] siehe Heft 10:

Paetsch, G.: Untersuchung der Kölner Hohenzollernbrücke auf Anrisse. Die Bundesbahn 32 (1958) H. 22. S. 1188.

Traglastversuch eines Auslegers

Von Dr.-Ing. H. P. Witt und Dipl.-Ing. R. Thiel, Dortmund

DK 624.97.014.2.001.5 : 621.879.2

1. Einführung

Der Zweck des Versuches war, die Traglast eines Baggerauslegers zu bestimmen. Da eine größere Zahl gleicher Ausleger gebaut wurde, ist die Zerstörung einer Ausfertigung in Kauf genommen. Neben der Untersuchung der Belastungsfähigkeit dieses Baggertyps sollte durch den Versuch überprüft werden, wie weit die Berechnungsgrundlagen der DIN 4114 — Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) — geeignet sind, die Tragfähigkeiten von zusammengeschraubten Auslegerschüssen zu beurteilen. Die Vergitterungen eines Schusses sind dabei mit den Gurten verschweißt, die Kontaktplatten zwischen zwei miteinander verschraubten Schüssen gefräst.

Ausgehend von DIN 4114 und vom Vortrag Klöppel — "Zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschriften" [1] — wird zunächst die Traglast eines Gurtstabes errechnet, soweit sie sich aus dem idealelastischen-idealplastischen Spannungs-Dehnungsgesetz σ ; ε ergibt. Die errechnete Traglast wird mit Versuchen des Stahlbauverbandes verglichen. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in ein Spannungs-Schlankheits-Diagramm σ_K ; λ für mittige Belastung eingetragen (Bild 15 in [1]). Man erkennt daraus den Streubereich der Knickspannungen. Da aber die Traglasten und somit die Tragspannungen im folgenden für unbeabsichtigte Außermittigkeiten berechnet werden, läßt sich der Vergleich von Rechnung und Versuchen nur durchführen, wenn man die Versuchsergebnisse des Stahlbauverbandes auf errechnete Werte σ_{Kr} ; λ bezieht, bei denen die ungewollten Außermittigkeiten nach dem gleichen Gesetz wie bei der Auslegerberechnung angenommen sind.

Die größte Überschreitung der Knickversuchsspannung eff σ gegenüber der Spannung σ_{Kr} des Tragspannungs-Schlankheitsdiagramms ergibt den oberen Grenzwert der zu erwartenden Grenzbelastung. Die kleinste Überschreitung oder die größte Unterschreitung von eff σ gegenüber σ_{Kr} gibt die Last an, die der Ausleger voraussichtlich mindestens tragen wird.

Liegt die Versuchslast innerhalb dieser Grenzen, so spricht das Ergebnis für die sorgfältige Ausführung des Versuchsstückes, aber auch für die einwandfreie Durchführung der Berechnung. Wären nämlich bei der Traglastermittlung wesentliche, die Knicklast herabsetzende Einflüsse außer Ansatz geblieben, so müßte das Versuchsergebnis unter der rechnerisch ermittelten Traglast liegen. Gerade

so wie das der Fall sein müßte, wenn die Fertigung des Auslegers fehlerhaft gewesen wäre.

2. Errechnung der Traglast eines Gurtstabes

Die Abmessungen des Auslegers gehen aus Bild I hervor. Es handelt sich um ein räumliches symmetrisches Gitterwerk von 18,288 m Systemlänge, das in erster Linie zentrisch durch die Nutzlast an der Auslegerspitze belastet wird. Daneben treten zusätzlich Beanspruchungen aus einer Exzentrizität der Längskraft in der vertikalen Ebene, aus einer Außermittigkeit dieser Kraft in der Horizontalebene und aus dem Eigengewicht des Auslegers auf. Während des Versuches herrschte Windstille; eine Drehbewegung des Auslegers wurde nicht vorgenommen, das Anheben der Versuchslast erfolgte mit äußerster Vorsicht. Von der Berücksichtigung einer Stoßzahl konnte also Abstand genommen werden.

Die Feldweiten des Fachwerkes sind nicht alle gleich. Die größten Systemlängen der Gurtstäbe betragen 49,55 cm. Diese Felder sind Endfelder der einzelnen Kästen, aus denen sich der Ausleger zusammensetzt. Da die Endfelder durch einen Endquerrahmen versteift sind, müssen die Zwischenfelder mit 49,5 cm Länge als die schwächsten Glieder des Systems betrachtet werden. Die Tragfähigkeit des Gesamtauslegers hängt also von der Traglast eines Gurtes dieser Felder ab.

Der Gurt besteht aus einem Winkel $50\cdot 50\cdot 5$ aus St 52 mit einer Fläche $F=4,80~{\rm cm^2}$, einem kleinsten Trägheitsmoment min $I=Ix=4,59~{\rm cm^4}$, einem kleinsten Randabstand $v=1,98~{\rm cm}$ und einem kleinsten Widerstandsmoment min $W=2,32~{\rm cm^3}$. Es muß zunächst untersucht werden, ob für den Gurt das Biegeknicken oder das Biegedrillknicken in Frage kommt. Dazu müssen noch folgende Querschnittswerte bekannt sein:

min
$$i = i_x = \sqrt{\frac{\min I}{F}} = 0.98 \text{ cm}$$
 max $I = I_y = 17.4 \text{ cm}^4$,
max $i = i_y = \sqrt{\frac{\max I}{F}} = 1.90 \text{ cm}$ $i_p = \sqrt{i_x^2 + i_y^2} = 2.14 \text{ cm}$.

Aus diesen Werten ergeben sich nach den in DIN 4114, Blatt 2 unter Ri 7,52 angegebenen Gleichungen unter Beachtung, daß für einen Winkel $C_M \cong 0$ ist, folgende Werte:

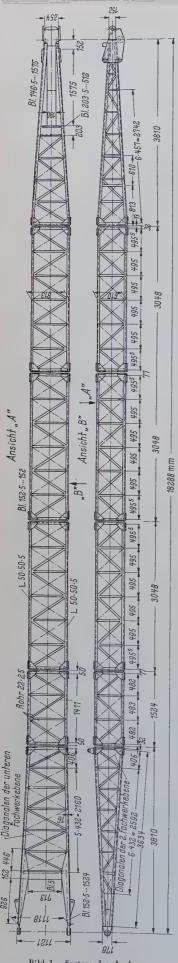


Bild 1. System des Auslegers

Abstand des Schubmittelpunktes vom Schwerpunkt des Winkels

$$y_m = 1,625 \text{ cm},$$

Auf den Schubmittelpunkt bezogener polarer Trägheitsradius

$$i_M = 2,69 \text{ cm},$$

Drillwiderstand

$$I_D = 0.396 \text{ cm}^4,$$

Einspannwert für Biegung $\beta = 1$.

Kennwert für Verwölbung $\beta_0 = 1$,

Ideeller Schlankheitsgrad

$$\lambda_{Vi} = 50.4$$
 bei $c = 1.47$ cm.

für Biegung

$$\lambda = \frac{s}{\min i} = \frac{49.5}{0.98} = 50.5 > 50.4$$

ist, ist das Biegeknicken maßgebend.

Berechnung des Gurtwinkels $50 \cdot 50 \cdot 5 \text{ von } s = 49.5 \text{ cm}$ Systemlänge auf Biegeknicken:

Nach DIN 4114 ist die Annahme einer außerplanmäßigen Außermittigkeit

$$u = \frac{i}{20} + \frac{s}{500} = 0.148 \text{ cm}$$

vorgeschrieben. Unter Berücksichtigung einer sinusförmigen angenommenen Achskrüm-

mung des Gurtwinkels, die durch die exzentrisch angreifende Längskraft entsteht, beträgt das Moment um die Stab-

 $M = P \cdot u + P \cdot (f - u) \sin \frac{x \, \pi}{l}$ (Bild 2). Die Verbindung zwischen M und der Achsengleichung gewinnt man aus der 2. Ableitung y'' =



Angenommene Form der Biegelinie

$$y = u \, + \, \frac{P \cdot u \cdot l}{2 \, E \, I} \, x \, - \, \frac{P \cdot u}{E \, I} \, \cdot \frac{x^2}{2} \, + \, \frac{P \, (f - u)}{E \, I} \cdot \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{l} \, . \label{eq:y}$$

Zur Bestimmung der Integrationskonstanten ist dabei benutzt, da y'=0 für $x=\frac{l}{2}$ und y=u für x=0.

Setzt man max y = f bei $x = \frac{l}{2}$ und löst die Gleichung nach auf, erhält man

$$f = \frac{1}{1 - \frac{P}{EI} \cdot \frac{l^2}{\pi^2}} \left(u + \frac{P \cdot u \cdot l^2}{EI} \cdot \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{\pi^2} \right) \right) . . . (1)$$

Die Gleichung (1) gilt zur Ermittlung von f nur bis zu einem Wer P, bei dem die Randspannung in dem am stärksten beanspruchte Querschnitt $\sigma_s = -3.6 \text{ t/cm}^2$, also die Fließgrenze, gerade erreicht Dieser Wert P ist $P_1 = 11,75$ t. Bei ihm wird f = 0,227 cm und

$$\sigma = -\frac{P}{F} - \frac{P \cdot f}{W} = -2{,}450 - 1{,}150 = -3{,}600 \text{ t/cm}^2 = \sigma_{s}.$$

Damit ist aber die Tragfähigkeit des Querschnitts nicht ermittelt Wächst P über 11,75 t hinaus, bleibt in den Querschnitten (zunächs nur in der Nähe der Stabmitte) zwar keine ebene Spannungsver teilung, es ist aber trotzdem noch Gleichgewicht möglich.

Zur Vereinfachung der Betrachtung sei der Winkel 50 · 50 · ! durch ein Rechteck gleicher Fläche und gleichen Trägheitsmomente

ersetzt. Es muß also
$$b \cdot h = 4.8 \text{ cm}^2 \text{ und } \frac{b \cdot h^3}{12} = 4.59 \text{ cm}^4 \text{ sein}$$

Das ist der Fall, wenn b = 1,42 cm und h = 3,38 cm sind. Diese Rechteck werde über einen wesentlichen Teil seines Querschnitt bis zur Streckgrenze σ_s belastet (Bild 3).

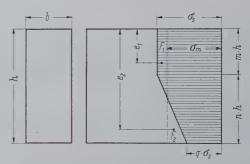


Bild 3. Spannungsverlauf im idealisierten Gurtstab

Vom Spannungsdiagramm werde durch den Spannungsmittelwer σ_m die Fläche F_1 abgeschnitten. Die ebenso große Ergänzungsfläche sei F_2 . Die Schwerpunkte der Flächen S_1 und S_2 haben vom oberen Rande die Abstände e1 und e2. Dann folgt aus Gleichgewichts

$$P = b \cdot h \ \sigma_m = b \ m \cdot h \cdot \sigma_s + b \ n \ h \ \frac{1+q}{2} \ \sigma_s$$
 oder $P = b \ h \ \sigma_s \left(m + n \ \frac{1+q}{2}\right)$ $M = b \ (e_2 - e_1) \ F_1$.

Dabei ist:

$$\begin{split} F_1 &= m \cdot h \; (\sigma_s - \sigma_m) + n \; h \; \frac{\sigma_s - \sigma_m}{\sigma_s - q \; \sigma_s} \; (\sigma_s - \sigma_m) \; \frac{1}{2} \\ \text{oder} \; F_1 &= \frac{1}{2} \; h \; \sigma_s \; n \; (1 - q) \left(m + \frac{1}{4} \; n^2\right) \\ F_2 &= (\sigma_m - q \; \sigma_s) \cdot \left(n \; h \; \frac{\sigma_m - q \; \sigma_s}{\sigma_s - q \; \sigma_s}\right) \cdot \frac{1}{2} \\ \text{oder} \; F_2 &= \frac{1}{2} \; h \; \sigma_s \; n \; (1 - q) \cdot \left(m + \frac{1}{4} \; n^2\right) = F_1 \\ e_1 &= \frac{1}{F_1} m h (\sigma_s - \sigma_m) \; \frac{m \; h}{2} + n \; h \; \frac{\sigma_s - \sigma_m}{\sigma_s - q \; \sigma_s} \cdot \frac{1}{2} \; (\sigma_s - \sigma_m) \\ &\times \left(m \; h + n \; h \; \frac{\sigma_s - \sigma_m}{\sigma_s - q \; \sigma_s} \cdot \frac{1}{3}\right) \end{split}$$

oder
$$e_1 = \frac{h}{2} \cdot \frac{m^2 + \frac{n^2}{2} \left(m + \frac{n^2}{6}\right)}{m + \frac{n^2}{4}}$$

$$e_2 = mh + nh \frac{\sigma_s - \sigma_m}{\sigma_s - q\sigma_s} + nh \frac{\sigma_m - q\sigma_s}{\sigma_s - q\sigma_s} \cdot \frac{2}{3}$$
oder $e_2 = h\left(1 - \frac{n}{3} + \frac{n^2}{6}\right)$.

Setzt man diese Werte F_1 , e_1 und e_2 in die Gleichung für M ein, so erhält man

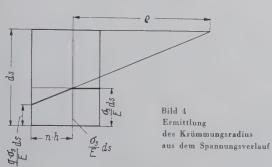
$$M = \frac{h^2 b}{12} n \sigma_s (1 - q) \cdot (3 - 2 n),$$

woraus sich in Verbindung mit der obigen Gleichung für P

$$n = 1,5 - \frac{3M}{h(bh\sigma_s - P)}$$
 und $q = 1 - \frac{2}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h \cdot \sigma_s - P}{b \cdot h \cdot \sigma_s}\right)$

Die Werte für n und q ermöglichen die Berechnung eines Trägheitsmomentes I_{pl} für einen plastizierten Querschnitt. Nach Bild 4

$$\frac{\mathbf{d}_{s} - \frac{\sigma_{s}}{E} \mathbf{d}_{s}}{\varrho} = \frac{\int_{E}^{\sigma_{s}} \mathbf{d}_{s} - \frac{q + \sigma_{s}}{E} \mathbf{d}_{s}}{n h}$$



oder, wenn man berücksichtigt, daß $\frac{\sigma_s}{E}$ auf der linken Seite der

Gleichung vernachlässigbar klein gegenüber 1 ist, wird

$$rac{1}{arrho}=rac{\sigma_s}{E}\cdotrac{(1-q)}{n\cdot h}=y''=rac{M}{E\;I_{p\,l}}\;.$$
 Aus dieser Gleichung ergibt sich

$$a = rac{9 F M h \left(F \cdot \sigma_s - P - rac{2 M}{h}\right)^2}{8 \left(F \cdot \sigma_s - P\right)^3}$$
, wobei $F = b \cdot h$. . . (2)

 I_{pl} ist also auch bei konstantem P abhängig von M und damit längs der ausgebogenen Stabachse veränderlich. Die Bildung eines Mittelwertes ermöglicht aber die Verwendung der Gleichung (1) auch bei plastizierten Querschnitten.

Nimmt man ein bestimmtes P an und schätzt hierfür ein zugehöriges f_s , so kann man $M = P \cdot f_s$ und aus den Werten nach Gleichung (2) das $I_{pl\,1}$ des am stärksten beanspruchten Querschnitts ermitteln. Ebenso läßt sich I_{plo} für $M = P \cdot u = 0.148 P$ angeben. Das mittlere Trägheitsmoment der Querschnitte des plastizierten

Stabes sei mit $I_{plm} = \frac{2}{3}I_{pl1} + \frac{1}{3}I_{pl0}$ angenommen. Setzt man dieses

 I_{plm} als I zur Ermittlung von f_r in die Gleichung (1) ein, so war die Schätzung von f_s dann richtig, wenn das gerechnete f_r mit dem geschätzten f_s übereinstimmt.

Wenn $f_r = f_s$ ist, sagt das aber noch nicht, daß auch P als Belastungsgrenzwert richtig angenommen worden ist. Die äußerste Traglast liegt erst dann fest, wenn Schätzung und Rechnung von f bei angenommenem P nicht nur für einen Wert f zusammenfällt, ${f so}$ ndern wenn außerdem — bei gleichem P — für alle benachbarten Werte mit endlichem Abstand von f_s die Rechnung größere Werte f_r ergibt als die Schätzung. Nur dann ist indifferentes Gleichgewicht vorhanden, nur dann ist der Grenzwert, die Knickhelastung, ge**fu**nden, nur dann ergibt ein vergrößertes P kein Gleichgewicht mehr.

*Setzt man $P_2=13,341\,\mathrm{t}$ und schätzt man $f_s=0.2950\,\mathrm{cm},$ so wird f_T ebenfalls 0,2950 cm. Vergrößert man das geschätzte $f_{\mathcal{S}}$ auf $0.2980~\mathrm{cm},\ \mathrm{errechnet}\ \mathrm{sich}\ f_r$ zu $0.2981~\mathrm{cm}.$ Bei einer Verkleinerung des geschätzten $f_{\scriptscriptstyle S}$ auf 0,2900 cm, findet man wieder einen größeren errechneten Wert $f_{\scriptscriptstyle T}$, nämlich $f=0,\!2903$ cm. Mit dem nachgewiesenen indifferenten Gleichgewicht ist die Traglast $P_2=13,341\,\mathrm{t}$ bestimmt. Die Beziehungen sind aus Bild 5 zu ersehen. Auf der Abszisse sind die geschätzten Werte f_s , auf der Ordinate die Differenzen $f_{\tau}-f_{s}$ in Abhängigkeit von den Druckkräften $P_{2}=13{,}34$ t, $P_2 = 13,341 \text{ t}$ und $P_2 = 13,35 \text{ t}$ dargestellt.

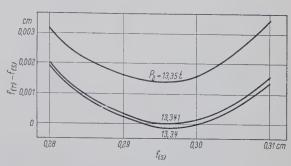


Bild 5. Darstellung der rechnerischen Ermittlung der Grenzbelastung

Die Funktion $(f_r - f_s) = f(f_s)$ zeigt für den Parameter $P_2 =$ 13,34 t bei $f_s=0,2925~{
m cm}$ und bei $f_s=0,3000~{
m cm}$ je eine Nullstelle. Bei $f_s = 0.2925$ cm herrscht stabiles Gleichgewicht. Wird der Stab durch eine Seitenkraft auf $f_8 < 0.2925 \,\mathrm{cm}$ eingestellt und die Seitenkraft entfernt, vergrößert sich die Durchbiegung bis auf $f_r=0.2925~{
m cm}$. Stellt man den Stab $f_s>0.2925~{
m cm}$ aber $<0.3000~{
m cm}$ ein und läßt ihn dann frei, strebt er nach fs = 0,2925 cm zurück. Bei $f_s = 0.3000$ cm liegt labiles Gleichgewicht vor. Die kleinste vorübergehende Auslenkung aus dieser Lage bringt den Stab nicht nach $f_s = 0.3000 \text{ cm}$ zurück. Wird der Stab auf einen Wert >0,3000 cm ausgelenkt, nimmt die Auslenkung bis zum Bruch zu. Bei einer Auslenkung auf einen kleineren Wert als 0,3000 cm fängt sich der Stab bei $f_s = 0.2925$ cm.

Beim Parameter $P_2 = 13,341$ t tangiert die Kurve $(f_r - f_s) =$ $f(f_s)$ die f_s -Achse bei f=0.2925 cm. Es ist ein indifferentes Gleichgewicht im infinitesimalen Bereich vorhanden, weil auch in unmittelbarer Nachbarschaft von f_s der errechnete Wert f_{τ} dem Wert f_s mit großer Annäherung folgt. Bei einer Verkleinerung des Parameters unter $P_2=13,341\,\mathrm{t}$ geht das indifferente Gleichgewicht in ein stabiles über, wobei sich die seitliche Durchbiegung gleichzeitig verringert. Bei einer Vergrößerung des Parameters ist kein Gleichgewicht mehr möglich, wie auch aus der Darstellung der Durchbiegungsfunktion für den Parameter $P_2=13,35\,\mathrm{t}$ hervorgeht. Aus jeder künstlich herbeigeführten Lage weicht der Stab bei der Entfesselung durch Vergrößerung der Ausbiegung aus.1)

Bei der Rechnung sind zwei Voraussetzungen gemacht. Erstens: die Biegelinie sei eine Sinushalbwelle, und zweitens: das mittlere

Trägheitsmoment des Stabes sei $I_{plm}=rac{2}{3}I_{pl1}+rac{1}{3}I_{pl0}$. Die erste

Voraussetzung trifft sicher nicht zu, denn die Sinushalbwelle hat an ihren Enden keine Krümmung, während der Stab wegen der angenommenen unbeabsichtigten Außermittigkeit auch an seinen Enden ein Moment erleidet. Die zweite Voraussetzung ist eine unbewiesene Annahme.

Will man sich von den beiden Voraussetzungen frei machen, muß man eine allgemeine, wenn auch unbequemere Methode anwenden. Man kann dann den Satz benutzen, daß die E·Ic-fache Biegelinie

eines Stabes das Moment der mit $\frac{Ic}{I}$ verzerrten Momentenfläche ist.

Es liegt demnach bei einem Druckstab immer Gleichgewicht vor, wenn die geschätzte Biegelinie in ganzer Länge mit der errechneten Biegelinie zusammenfällt. Das Ergebnis der Berechnung ist dabei in ganzer Stablänge von jeder einzelnen geschätzten Ordinate abhängig. Daher ist eine lange Rechnung erforderlich, bis man einen einzigen Gleichgewichtszustand zwischen Last und Verformung gefunden hat. Dabei ist zunächst offen, ob

¹⁾ Die Traglast eines außermittig gedrückten Stabes mit Rechteckprofil ist auch nach den von Ježek in "Die Festigkeiten von Druckstäben aus Stahl" Springer-Verlag 1937 angegebenen Formeln vergleichsweise ermittelt worden. Die Übereinstimmung war gut.

das gefundene Gleichgewicht ein stabiles, labiles oder indifferentes ist. Die Prüfung des Zustandes bis zum Finden der Grenzlast aus dem indifferenten Gleichgewicht unterscheidet sich nicht von dem Weg, der zur Ermittlung der Last $P_2=13,341$ t beschritten wurde. Die aus dem Moment der Momentenfläche gefundene Knicklast ist $P_3=13,262$ t; sie ist also in diesem Falle $0,6\,^0/_0$ kleiner als die "Halbwellenlast". Daß sie kleiner sein muß, ergibt sich aus der Krümmung an den Stabenden, die der Sinus-Ansatz ausschließt. Diese Überlegung gilt immer, wenn das mittlere Trägheitsmoment richtig erfaßt ist.

Auch noch die Berechnung der Verformung aus dem Moment der Momentenfläche setzt wie die Halbwellenmethode voraus, daß der Stab an beiden Enden frei verdrehbar gelagert ist. Das ist nicht der Fall. Die Kontinuität des Gurtes erhöht die Knicklast zwar nicht, denn die Nachbarfelder sind praktisch gleich stark belastet. Aber die Diagonalen, die an den Endknotenpunkten des untersuchten Stabes angeschweißt sind, verhindern ein freies Verdrehen der Stabenden und erhöhen somit die Knicklast.

In seiner Dissertation "Die Traglast elastisch eingespannter Stahlstützen" [2] hat Heister die Einspannung durch Nachbarfelder veränderter Feldweite bei gleichem Trägheitsmoment ermittelt. Wie aus dem Bild 1 hervorgeht, haben bei dem untersuchten Ausleger die Diagonalen nicht nur veränderte Feldweite, sondern auch noch verändertes Trägheitsmoment. Die Feldweite läßt sich jedoch für gleiches Trägheitsmoment umrechnen.

Die Diagonalen sind Rohre von 22 mm Außendurchmesser und 2,5 mm Wanddicke. Sie besitzen die Trägheitsmomente $I_x=0.74~\mathrm{cm^4}$ und $I_p=2~I_x=1.48~\mathrm{cm^4}$. Beim Ausknicken des Gurtstabes um die schwache Achse werden die Gitterstäbe in gleicher Weise auf Biegung und Torsion beansprucht. Berücksichtigt man, daß die Diagonalen an beiden Enden eingespannt sind, so ergibt sich bei einer Verbiegung eines Endquerschnittes um α_B das größte Biege-

moment in der Diagonalen aus $a_B=rac{M_T\cdot l}{4E\,I_x}$. Das Torsionsmoment bei einer Verdrehung des Endquerschnittes um a_T errechnet sich aus

$$\alpha_T = \frac{M_T \cdot l}{G \cdot I_p} = \frac{M_T \cdot l}{\frac{5}{13} E \cdot 2 I_x} = \frac{M_T \cdot l}{\frac{10}{13} E I_x}.$$

Da beim Ausknicken des Gurtstabes um die schwache Achse $\alpha_B = \alpha_T$ wird $\frac{M_B \cdot l}{4 E I_x} = \frac{M_T \cdot l}{\frac{10}{13} E I_x}$ oder $M_T = \frac{10}{52} M_B$.

Durch die Torsionssteifigkeit des Rohres wird also die Biegungssteifigkeit um $\frac{10}{52}$ in ihrer Einspannwirkung auf den Gurtstab unterstützt. Da aber beim Ausknicken des Gurtes der Drehwinkel der Diagonalen nur $\frac{1}{2}\sqrt[3]{2}$ des Gurtdrehwinkels ist, muß das

Trägheitsmoment der Diagonalen mit $\frac{1}{2}\sqrt[4]{2}\left(1+\frac{10}{52}\right)I_x=0,844\ I_x$

angesetzt werden. Heister rechnet ferner mit freier Verdrehbarkeit der Gurte an den Enden der Nachbarfelder; beim Ausleger sind dagegen die Diagonalen an den abliegenden Enden eingespannt, die Steifigkeit der Diagonalen gegen Verdrehen erhöht sich also

um $\frac{4}{3}$. Damit wird das Trägheitsmoment

$$I_D = \frac{1}{2} \sqrt{2} \left(\frac{4}{3} + \frac{10}{52} \right) I_x = 1,08 I_x.$$

Wie aus Bild 1 hervorgeht, greifen an einem Ende eines Gurtstabes von 49,5 cm Länge zwei Diagonalstäbe, am anderen Ende sechs Stäbe an. Rechnet man die Steifigkeit sämtlicher Diagonalen auf 49,5 cm Länge um, so ergibt sich

$$I_1 = I_D \left(\frac{49.5}{55} + \frac{49.5}{75.3} \right) = 1,08 I_x \cdot 1,558 = 1,245 \text{ cm}^4$$

an einem Ende und

$$I_2 = I_D \left(\frac{49.5}{55} + \frac{49.5}{73.3} + 2 \cdot \frac{49.5}{74} + 2 \cdot \frac{49.5}{90.1} \right) = 1.08 I_x \cdot 3.995$$

= 3.20 cm⁴

am anderen Ende. Das ergibt im Mittel $I_1=I_2=2,22~{
m cm}^4$. I Diagonalen haben jeweils zwei Gurtfelder zu halten. Maßgebei ist also $\frac{I_1}{2}=1,11~{
m cm}^4$. Die Gurtwinkel $50\cdot 50\cdot 5$ haben ein Trä

heitsmoment min $I=4,59~\mathrm{cm^4}$. Um die Berechnungen von Heistbenutzen zu können, muß man also für die versteifende Wirkuder Diagonalen eine gedachte Nachbargurtlänge von $49,5 \cdot \frac{4,59}{1,11}$

= 204 cm errechnen.

Heister gibt in seiner Dissertation in Traglastdiagrammen a wie stark die Tragkraft $P_{Kr} = b \cdot h \cdot \sigma_{Kr}$ bei einer rechtwinklig Stütze aus St 37 durch die elastische Einspannung wächst, wenn der Stütze über drei Felder durchgeht, die Außenfelder an den End der Stütze frei drehbar gelagert sind und bei ihnen die Proportion litätsgrenze nicht überschritten wird. Dabei bezeichnet er die Ländes Mittelfeldes mit l und die Längen der Seitenfelder mit c. Deschlankheitsverhältnis der Seitenfelder ist in unserem Fal

 $rac{c}{i} = rac{204}{0.98} = 208$ und das Schlankheitsverhältnis des Mittelfeld

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{49.5}{0.98} = 50.5$$
.

Die Tafel, die dem Wert $\frac{c}{i}=208$ am nächsten kommt, ist Bild 43 der Heisterschen Schrift für $\frac{c}{i}=200$ dargestellt. Es gibt d

versteifende Wirkung der elastischen Einspannung als Funkti von λ (Schlankheitsverhältnis in der Mittelstützweite) in ein

Kurvenschar mit dem Parameter $m = \frac{p}{k}$, dem Quotienten aus d Exzentrizität der Längskraft und der Kernweite, an. Sie ist be Rechteck $\frac{1}{6}$ der Höhe h. Beim untersuchten Gurtstab ist beim z

grunde gelegten Ersatzrechteck $h=3,38\,\mathrm{cm},\ k=0,563\,\mathrm{cm}$. DExzentrizität der Längskraft schwankt zwischen 0,148 cm (ung wollte Außermittigkeit) und 0,295 cm. Sie sei im Mittel m

$$p = \frac{2}{3} \cdot 0,295 + \frac{1}{3} \quad 0,148 = 0,246 \text{ cm} \quad \text{angesetzt. Es wird also } m$$

$$\frac{p}{k} = 0.437.$$

Für diesen Wert ergibt sich aus dem erwähnten Traglastdiagram für $\lambda=50.5$ eine Steigerung der Tragkraft um 13,3 % für St 3

Benutzt man auch die Traglasttafel für $\frac{c}{i}=150$ und extrapolie erhält man eine Traglaststeigerung von 12,5%. Bei St 52 muß der prozentuale Steigerung höher sein, denn je länger der Stab bezunehmender Verformung elastisch bleibt, umso günstiger muß si die versteifende Wirkung der Anschlußfelder auswirken. Es sei dah der Prozentsatz der Traglaststeigerung im Verhältnis der ω -Zahlfür St 52 und St 37 für ein Schlankheitsverhältnis von 50,5 erhöl Die ω -Werte für $\lambda=50,5$ sind $\omega=1,29$ und 1,215, woraus si eine Traglaststeigerung von 13,3% ergibt. Die errechnete Traglastird also $P_4=P_3\cdot 1,133=15,0$ t.

3. Auswertung früherer Versuche

Die Ergebnisse der Knickversuche von 33 Stäben aus St 52 sin [1] im Bild 15 zusammengestellt. Man sieht aus der Darstellur daß der relativ am ungünstigsten ausgefallene Versuch eine Knickspannung von 3,590 t/cm² bei $\lambda=20,5$ ergeben hat, während chöchste erreichte Knickspannung 3,980 t/cm² bei $\lambda=67$ war. Frechnet man für diese Schlankheitsverhältnisse nach den oben a gegebenen Verfahren die Traglastspannungen für ungewoll Außermittigkeit, aber ohne Einspannung an den Stabenden, erkennt man, ob und in welchem Umfange beim Versuch ehöherer Wert, als die Rechnung ergibt, zu erwarten war.

Die Berechnung der Traglast für $\lambda=20.5$ ergibt $P_2=15.91$ und $P_3=15.85$ t. Das sich daraus ergebende $\sigma_{Kr3}=3.300$ t/c ist durch die Versuchsspannung $\sigma_{Kr}=3.590$ t/cm² um 8.8 % übt troffen. Die Rechnung für $\lambda=67$ führt zu einer Traglast P_2 11,11 t und $P_3=11.10$ t, woraus $\sigma_{Kr3}=2.310$ t/cm² ermitt

werden kann. Die höchste Versuchsspannung (die bei $\lambda=67.0\,\mathrm{t}$ auftrat) lag mit $\sigma_{Kr}=3.980\,\mathrm{t/cm^2}$ 72,3% höher. Legt man den gleichen prozentualen Anstieg auch für die an den Enden elastische ingespannten Stäbe zugrunde, ist für den Gurtstab eine Längskraft wischen min $P_5=P_4\cdot 1,088=16.3\,\mathrm{t}$ und max $P_5=P_4\cdot 1,723=25.8\,\mathrm{t}$ zu erwarten.

k. Die Spitzenbelastung des Auslegers

Aus den Grenzen der Gurtbelastung $P_5=16.3 \mathrm{~t}$ und $P_5=25.8 \mathrm{~t}$ kann man auf die Belastbarkeit der Auslegerspitze schließen. Unter Beachtung der sogenannten Theorie zweiter Ordnung, also unter Momentenansatz am verformten System, wurde die Auslegerlast gefunden, bei der die Gurtkraft 16,3 t auftrat. Dabei mußte der n bezug auf die Auslegerachse in zwei Ebenen exzentrische Kraftangriff berücksichtigt werden. Auch war das Eigengewicht als Querbelastung zu beachten. Ferner war aus einer Vorberechnung der Anstellwinkel zu finden, bei dem die "Tabellenlast" die größte Stabkraft ergab. (Die Tabellenlast ist die im Führerhaus für jeden Neigungswinkel des Auslegers angegebene Last, die der Baggerührer höchstens heben darf. Sie ist 85 % der Last, bei der der Bagger umkippt. Grundsätzlich soll der Ausleger noch mit der erforderlichen Sicherheit die volle Kipplast tragen.) Der Winkel wurde mit $a=73^\circ$ 50' gefunden, was einer Horizontalprojektion des Auslegers von 5,22 m entspricht. Bei diesem Winkel ergibt sich lie lotrechte Spitzenbelastung des Auslegers mit min L=11,83 t bei der Gurtkraft min $P_{
m 5}=16{,}3$ t. Legt man die obere Grenze der Gurtbelastung von 25,8 t zugrunde, so läßt sich die Belastung der Auslegerspitze wohl nicht mehr angeben. Man müßte den Momentenansatz unter Einschluß der plastischen Verformungen durchführen; bei den hohen auftretenden Spannungen werden aber

große Teile des Baggers weit über die Streckgrenze hinaus beansprucht, so daß sich die Verformungen kaum noch abschätzen lassen. Unter der allerdings nicht zutreffenden Annahme, daß die Verformungen bis zu der hohen Last von max $P_5=25.8\,$ t rein elastisch bleiben, ergäbe sich eine Nutzlast von etwa 17.75 t.

5. Durchführung des Versuches

Da die lotrechte Spitzenbelastung, die das Versagen des Auslegers herbeiführt, auf jeden Fall größer ist als die Kipplast des Baggers, folgt, daß der Versuch nicht am Bagger durchgeführt werden konnte. Auch mußte der Bagger gegen Überbeanspruchung beim Heben der Last und gegen Beschädigungen durch den auskniktenden Ausleger geschützt sein. Daher wurde der Versuch an einem auf Bild 6 dargestellten Schlitten durchgeführt, der für max L = 17,75 tebemessen wurde. Die einzelnen Auslegerstücke sind aus der

bemessen wurde. Die einzelnen Auslegerstücke sind aus der Serienfabrikation wahllos gegriffen worden.

Bild 6. Aufbau des Auslegers auf einen Versuchsschlitten

Hätte man dem Ausleger eine Neigung von $\alpha=73^\circ$ 50' gegeben und die Last lotrecht unter die unbelastete Auslegerspitze gelegt, würde sich der Ausleger beim Anheben der Last in eine flachere Neigung gestellt haben. Die Last wäre schräg gezogen und beim Abheben vom Boden nach vorne geschwungen worden. Der Ausleger mußte daher übersteilt gestellt werden. Der Übersteilungswinkel wurde so bemessen, daß die Auslegerspitze gerade lotrecht über der Last stand, wenn die Last sich anhob. Es gelang, ein Ausschlagen der Last zu vermeiden.

Die Versuchslast wurde stufenweise gesteigert. Bei $L=12,\!82$ t (mit Flasche, Haken und Seil) konnte der Ausleger die Last

minutenlang tragen. Bei L=13,65 t gelang ein geringes Anheben der Last. Dann aber brach der Ausleger zusammen (Bild 7).

Beide Lastwerte liegen über min L = 11.83 t.

6. Schlußbemerkung

Der Versuch zeigt in Verbindung mit der Rechnung, daß auch eine zusammengesetzte Konstruktion nach den Regeln der DIN 4114 berechnet werden kann. Man erkennt ferner, daß das idealelastische - ideal-

plastische Spannungsdehnungsgesetz anscheinend noch Reserven enthält, selbst wenn man die Streckgrenze mit 3,600 t/cm² für St 52 einsetzt. (min L war bereits 8,8 % höher ermittelt, als sich aus dem Gesetz in Verbindung mit der vorgeschriebenen, unbeabsichtigten Außermittigkeit ergibt, und das errechnete min L wurde

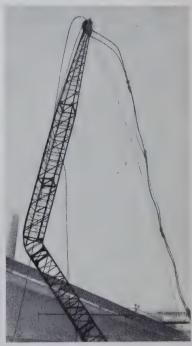


Bild 7

beim Versuch weiter um 8,7 oder 15,7 % übertroffen.) Die Reserven werden darin liegen, daß die Streckgrenze bei St 37 meistens höher als 2,400 t/cm² und bei St 52 als 3,600 t/cm² ist. Nach dem Versuch wurde die Streckgrenze des geprüften Auslegers durch zwei Versuchsstücke zu 3,800 und 3,890 t/cm² ermittelt. Außerdem wachsen die aufnehmbaren Spannungen auch noch nach Überschreiten der Streckgrenze.

Die obenerwähnte Tabellenlast beträgt für den Neigungswinkel von 73° 50′ 6,15 t, wenn der Ausleger längs zum Unterwagen steht. Bezogen auf diesen Wert hat der Ausleger also eine 2,22 fache Last getragen, sofern man die effektive Bruchlast mit eff L=13 t ansetzt. Bezieht man die Knicklast des Auslegers auf die Kipplast des Baggers, findet man eine 2,22 · 0,85 = 1,885 fache Sicherheit. Für eff L=13,0 t ergibt sich eine vom Gurt getragene Last von eff $P_5=18,0$ t, entsprechend einer Knickspannung $\sigma_{Kr}=\frac{P_5}{F}=\frac{18,0}{4,8}=3,750$ t/cm².

Der Versuch hat also einerseits eine Bestätigung der Berechnungsmethoden nach DIN 4114 auch für zusammengesetzte Konstruktionsteile ergeben, wobei noch gewisse Reserven aufgezeigt wurden, und andererseits den Nachweis erbracht, daß der Ausleger Lasten tragen kann, die die Kipplast des Baggers um das 1,885fache übertreffen. Die Versuchsdurchführung geschah unter der Aufsicht des Staatlichen Materialprüfungsamtes Dortmund Aplerbeck an einem von der Rheinstahl UNION Brückenbau AG., Dortmund, nach Zeichnungen der Harnischfeger Corporation Milwaukee hergestellten Ausleger.

Schrifttum

- K 1 ö p p e 1, K.: Zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschrift. Stahlbautagung München 1952. Abhandlg. aus dem Stahlbau Heft 12 Bremen-Horn 1952, Verlag W. Dorn.
- [2] Heister, F.: Die Traglast elastisch eingespannter Stahlstützen. Dissertation Darmstadt 1946.

Verschiedenes

Tragfähigkeit von Stahlbögen 1)

Der Aufsatz befaßt sich mit der Anwendung der Plastizitätstheorie auf Bogenkonstruktionen, wobei der abmindernde Einfluß der Axialkräfte und der Verformungen näherungsweise berücksichtigt wird. Zur Bestätigung des empfohlenen Rechnungsverfahrens sind in der Originalveröffentlichung [1] Versuchswerte angegeben.

Es wird vorausgesetzt, daß die untersuchten Bögen nicht durch elastische Instabilität versagen, sondern durch Fließen, was zutrifft, wenn die Bögen nicht zu flach sind. Mit dieser Einschränkung liegt die hier zu ermittelnde Bruchlast teils wesentlich höher als die Last, die das Fließen einleitet.

1. Bestimmung der Bruchlast nach der einfachen Plastizitätstheorie, d. h. unter Vernachlässigung obengenannter Einflüsse.

Es wird ein Bogensystem geschaffen, das folgende Bedingungen erfüllt:

- a) Anordnung einer genügenden Zahl von Fließgelenken, damit eine kinematische Figur entsteht.
- b) Die in den Gelenken wirkenden gegengleichen Momente, die den Fließvorgang einleiten, müssen im Gleichgewicht mit der äußeren Belastung und den übrigen Kräften stehen.
- c) Die zulässigen Fließmomente dürfen nicht überschritten werden.

Ein solches Tragwerk — ein Zweigelenkbogen unter Einzellast — ist in Bild 1 mit Fließgelenken in den Punkten D und E dargestellt.

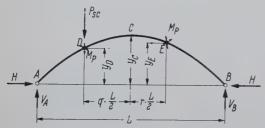


Bild 1. Zweigelenkbogen mit Einzellast

Es werden nachstehend folgende Indizes verwendet:

- SC = Bruchbedingung nach der einfachen Plastizitätstheorie (simple collapse),
- AC = SC, jedoch unter Berücksichtigung des abmindernden Einflusses der Axialkraft,
- DC = SC, jedoch unter Berücksichtigung des abmindernden Einflusses der Verformungen (deformation).

Die Ableitung eines Ausdruckes für das Verhältnis $P_{SC}L/M_P$ läßt sich unter Beachtung von Bild 1 in wenigen Zeilen wiedergeben:

$$M = M^{0} + H y ,$$

$$V_{A} = \frac{P}{2} (1 + q) , \qquad V_{B} = \frac{P}{2} (1 - q) ,$$

$$M_{D} = \frac{PL}{4} (1 - q) (1 + q) - H y_{D}$$

$$\frac{M_{D}}{y_{D}} = \frac{PL}{4 y_{D}} (1 - q) (1 + q) - H ,$$

$$M_{E} = \frac{PL}{4} (1 - q) (1 - r) - H y_{E}$$

$$\frac{M_{E}}{y_{E}} = \frac{PL}{4 y_{E}} (1 - q) (1 - r) - H ,$$

$$\frac{M_{D}}{y_{D}} - \frac{M_{E}}{y_{E}} = \frac{PL}{4} (1 - q) \left[\frac{(1 - q)}{y_{D}} - \frac{(1 - r)}{y_{E}} \right] .$$

Bei Vorhandensein von Fließgelenken muß $M_D = -M_E = M_P$

$$\frac{M_p}{y_D}\left(1+\frac{y_D}{y_E}\right) = \frac{PL}{4}\left(1-q\right)\left[\frac{1+q}{y_D} - \frac{1-r}{y_E}\right],$$

daraus ergibt sich der sogenannte Belastungsparameter zu

$$\chi = \frac{PL}{M_P} = \frac{4\left(1 + \frac{y_D}{y_E}\right)}{(1-q)\left[(1+q) - (1-r)\frac{y_D}{y_E}\right]}.$$

Für einen Parabelbogen mit einer Einzellast im Viertelspunk vird

$$\chi = \frac{PL}{M_p} = 8 \, \frac{7 - 4 \, r^2}{3 \, (1 + r - 2 \, r^2)} \, .$$

Es ist selbstverständlich, daß bei einer Einzellast ein Fließgelen immer unter dem Lastangriff auftritt.

r ist so zu bestimmen, daß χ , also P ein Minimum wird. Die geschieht durch Differentiation $d\chi/dr$ und Nullsetzen des Differentialquotienten. Mit dem so bestimmten r ergibt sich der Bruck lastparameter χ_{SC} , d. h. P geht über in P_{SC} . Für die eben ei wähnte Parabel mit P im Viertelspunkt wird $r=0.379, \chi_{SC}=15.70$

Für den Zweigelenkbogen mit halbseitiger Belastung $ar{P}=p$ L läßt sich ähnlich, wie oben gezeigt, ableiten

$$\chi = \frac{PL}{M_p} = \frac{PL^2}{2M_p} = 8 \frac{(1+q) + (1+r)\frac{y_D}{y_E}}{(1-q)(1+2q) - (1-r)\frac{y_D}{y_E}}.$$

Hierbei sind q und r frei und so zu bestimmen, daß P zu eines Kleinstwert wird. Sie werden in der Schrift an Stelle der Durck führung der Differentation $\partial \chi/\partial r - \partial \chi/\partial q = 0$ auf halbgraphs schem Weg gefunden, indem man mehrere Werte $r_1, r_2 \dots r_n$ mijedem der Werte $q_1, q_2 \dots, q_n$ berechnet. In einem $\chi = r$ -Diägramm ergibt sich somit eine Kurvenschar für verschiedene Werte

Die Tiefpunkte der Kurven werden in ein χ —q-Diagramm eingetragen. Die zwei Diagramme liefern q und r, die obengenannt Minimumsbedingungen erfüllen. Sie ergaben sich bei z. B. Annahm eines Pfeilverhältnisses $y_c/L=^1/4$ zu r=0,492 und q=0,34% hieraus $\chi_{\min}=\chi_{SC}=45,57$.

Die Lage der Fließgelenke läßt sich als Funktion des Pfeilves hältnisses darstellen und ergibt z.B. für einen Kreisboges mit eingespannten Enden und halbseitiger Belastum das in Bild 2 dargestellte Diagramm.

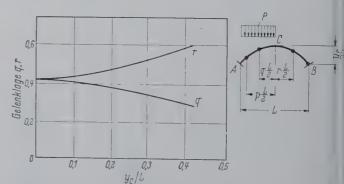


Bild 2. Lage der Fließgelenke für einen Kreisbogen mit eingespannten Endel und halbseitiger Belastung

Für die dargestellten Pfeilverhältnisse wird $p=1,\ d.$ h. zwe ${\sf Flie}$ Bgelenke fallen mit den Einspannstellen zusammen.

2. Der Einfluß der Normalkräfte auf die Bruch last

Bisher wurde der Einfluß der Normalkräfte N auf die Tragfähis keit des Querschnittes außer Betracht gelassen. Die Abminderum des nach der reinen Plastizitätstheorie ermittelten Momentes M auf M infolge einer wirksamen Axialkraft N wird in Bild 3 dagestellt.

In dem nur von den Querschnittskenngrößen abhängigen Digramm bedeutet N_P jene Normalkraft, die ohne Wirkung eine Momentes bereits das Fließen einleiten würde. Während Kurve für Rechtecke gilt, stellt Kurve b eine Näherung englischer $\mathbb T$ Walprofile dar, wobei die relative Unabhängigkeit von der Profilgröß

³⁾ Berichtet nach [1].

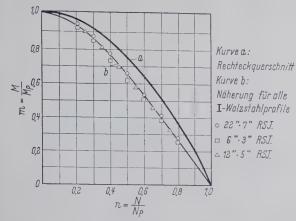


Bild 3. Beziehung zwischen Normalkraft und plastischem Moment

bemerkenswert ist2). Der nach der reinen Plastizitätstheorie gerechnete Bruchlastparameter χ_{SC} setzt statisch ein bestimmtes Verhältnis N_P/M_P voraus, das nunmehr nach Diagramm 3 nicht mehr erfüllt ist.

Durch schrittweise Verbesserung erhält man einen abgeminderten Bruchlastparameter χ $_{AC}$, der die eingangs erwähnten Bedingungen 1, 2 und 3 (System, Gleichgewicht, Fließen) wieder erfüllt.

In der englischen Originalarbeit wird von Axialkraft gesprochen, womit die Herkunft des Index A erklärt ist.

In Bild 4 ist die verminderte Belastungsfähigkeit verursacht durch die Normalkraft in Abhängigkeit von L/2 h dargestellt, wobei h die Querschnittshöhe bedeutet. System und Belastung des Kreisbogens sind im Diagramm angegeben. Mit weicher werdendem Bogen verringert sich also der Einfluß der Normalkraft auf die Belastungsfähigkeit.

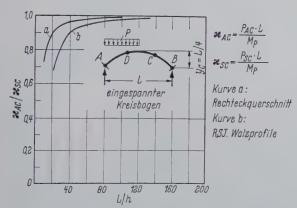


Bild 4. Abminderung der Belastungsfähigkeit bei Berücksichtigung der Normalkraft

2) In der Arbeit von Stevens sind die Ableitungen, die zu Bild 3 führen, nicht angegeben.

Für das Rechteck läßt sich M/M_p als Funktion von N/N_p in wenigen Zeilen

 \mathbf{Das} Diagramm eines durch ein Biegemoment M und eine Normalkraft N voll plastizierten Querschnittes ist in Bild 3 a gezeichnet.

Wirkt nur ein reines Biegemoment, so muß es folgende Größe haben, um einen voll plastischen Querschnitt zu erzeugen:

$$M_p = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_s$$

Wirkt eine reine Normalkraft, so ergibt sich:
$$N_p = b \cdot h \cdot \sigma_s, \; \; \text{demnach} \quad M_p = \frac{1}{4} \cdot h \cdot N_p$$

Abkürzungen: $c = \frac{M}{N}$; $m = \frac{N}{\sigma_F}$

Für obiges Bild 3a: $\sum H = 0$ liefert m = b (h - 2y),

daraus $y = \frac{1}{2} \left(h - \frac{m}{b} \right)$, $\sum M = 0$ liefert $c = \frac{b \cdot y}{m} (h - y)$.

Setzt man y in die Gleichung für c ein, so erhält man $c=rac{1}{4}\cdotrac{b}{m}\left(h^2-rac{m^2}{b^2}
ight)$

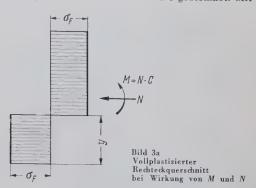
verwendet man obengenannte Abkürzungen, so ergibt sich $\frac{M}{N} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b \cdot \sigma_s}{N} \, h^2 \left(1 - \frac{N^2}{\sigma_s^2 \cdot b^2 \cdot h^2}\right),$ setzt man schließlich noch M_p und N_p ein, dann wird

$$\frac{M}{N} = \frac{1}{4} \cdot \frac{b \cdot \sigma_s}{N} h^2 \left(1 - \frac{N^2}{\sigma_s^2 \cdot b^2 \cdot h^2} \right),$$

$$\frac{M}{N_p} = 1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^2, \text{ also eine quadratische Parabel.}$$

Vor Betrachtung des Einflusses der Verformungen auf die Bruchlast sollen einige ergänzende Bemerkungen zum bisherigen Text der Arbeit gemacht werden:

Da Stevens in den behandelten Abschnitten nur statische Betrachtungen anstellt, ist es notwendig, darauf hinzuweisen, daß sich unter dem sogenannten Fließmoment M_p vollplastische Querschnitte bilden, wie zum Beispiel in Bild 3 a für eine Beanspruchung aus Biegemoment und Normalkraft gezeichnet. Mit dem



nach Stevens ermittelten Belastungsparameter $\chi = P L/M_p$ und dem reinen plastischen Moment $M_p = 1/4 \ b \cdot h^2 \cdot \sigma_s$ (siehe Fußnote 2) läßt sich dann die Bruchlast bestimmen. Außer der von Stevens angegebenen Voraussetzung, daß die untersuchten Bögen nicht durch elastische Instabilität versagen sollen, liefert die Methode der Fließgelenke nur dann die Bruchlast, wenn hierbei die Bruchdehnung nicht überschritten wird. Bei Ausbildung eines voll-plastischen Querschnittes wird sie jedoch überschritten, da kein elastischer Kern mehr vorhanden bleibt. Die Höhe des elastisch bleibenden Querschnittkerns unter der Bruchlast läßt sich aus dem Verhältnis der Dehnung an der Streckgrenze ($arepsilon_s \sim 1,5$ %) zur Dehnung beim Bruch (die stärkeren Schwankungen unterworfen ist und bei $\varepsilon_D \sim 25\,\text{m/o}$ liegt) bestimmen.

Es wird also die nach der Methode der Fließgelenke ermittelte Bruchbelastung zu große Werte liefern. Nun bewirkt aber die bisher außer acht gelassene Werkstoffverfestigung eine erhebliche Abminderung der Durchbiegung im höchst beanspruchten Querschnitt und nur eine geringe Laststeigerung. Die Verfestigung führt also zu einem Momentenausgleich und ist von ausschlaggebender Bedeutung, daß die Theorie der Fließgelenke brauchbare Werte liefert3).

³) Hier sei auch auf die Arbeit von Wachendorf [2] verwiesen, der die Bruchlast von Bogenträgern ebenfalls nach der Methode der Fließgelenke bestimmt. Er berücksichtigt von vornherein Momente und Normalkraft und empfiehlt hierdurch nach Auffassung des Berichterstatters ein klareres Rechenverfahren. Es läßt sich kurz wie folgt beschreiben:

Bestimmung der Lage des oder der Fließgelenke. Sie liegen theoretisch zwischen $|N|_{\mathbf{max}}$ und $|M|_{\mathbf{max}^c}$ Wachendorf nimmt als Näherung die Fließgelenke bei $\left|M\right|_{ extbf{max}}$ an und zeigt an durchgerechneten Beispielen, daß hierfür N zu vernachlässigen ist. Beim Zweigelenkhogen z. B. ermittelt Wachendorf aus der zusätzlichen Bedingung max $M=-\min M$ die Stützlinie und hat damit den Momentenverlauf und die Lage der Fließgelenke. Bis hierher besteht kein prinzipieller Unterschied zwischen den Arbeiten von Stevens und Wachendorf.

Wachendorf läßt nun auf den vollplastischen Querschnitt die Normalkraft N und das Moment $M=N\cdot c$ wirken (siehe Bild 3a). $c=\frac{M_p=1}{N_p=1}$ wird für die

Belastungseinheit aus dem statischen System mit der erforderlichen Zahl der Fließgelenke ermittelt. Zur Herstellung des Gleichgewichtes zwischen äußeren und inneren Kräften muß $\varSigma\,H=0$ und $\varSigma\,M=0$ erfüllt sein.

Die zwei Gleichungen lauten nach Fußnote 2 für Rechteckquerschnitt:

$$\frac{N}{\sigma_s} = b (h - 2y); \qquad c = \sigma_s \cdot \frac{b \cdot y}{4N} \cdot (h - y).$$

Aus diesen Gleichungen kann γ und N bestimmt werden. N ist dann die bei der Bruchbelastung auftretende Normalkraft.

$$P_{\text{Bruch}} = \frac{N_{p \text{ bruch}}}{N_{p} = 1} \cdot 1.$$

Auch für symmetrische I-Profile gibt Wachendorf die Lösung zur Bestimmung der Bruchlast an, wenn aus dem statischen System mit den Fließgelenken zunächst das Moment M und die Normalkraft N für die Belastungseinheit ermittelt wurden. Hierbei muß man jedoch unterscheiden, ob die neutrale Faser im Stegblech oder im Flanschbereich liegt. Die Gleichung für c bei Lage der neutralen Faser innerhalb des Stegbleches lautet

$$c = \frac{\sigma_s}{N} \left[t \left(H - t \right) \left\langle b - d \right\rangle t \cdot \frac{d h^2}{4} \right] - \frac{N}{\sigma_s} \cdot \frac{1}{4 d}$$

Faser innerhalb des Steppieches lautet
$$c = \frac{\sigma_s}{N} \left[t \, (H-t) \, (b-d) \, t \cdot \frac{d \, h^2}{4} \right] - \frac{N}{\sigma_s} \cdot \frac{1}{4 \, d}$$
 und bei Lage der neutralen Faser innerhalb des Flansches
$$c = \frac{\sigma_s}{N} \left(\frac{F \cdot h}{2} - \frac{F^2}{4b} \right) - \frac{\sigma_s}{4 \, N \cdot b} + \left(\frac{F}{2b} - \frac{h}{2} \right).$$

c in Abhängigkeit vom Verhältnis $N/\sigma_{_{\widetilde{S}}}$ aufgetragen ergibt das in Bild 3c im Prinzip dargestellte Diagramm. Darin ist auch die Begrenzung der Tragfähigkeit des Querschnittes infolge des Erreichens der Bruchdehnung angegeben.

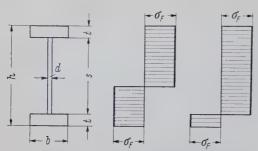


Bild 3b. Vollplastizierter Querschnitt bei Wirkung von M und N

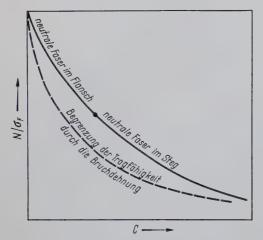


Bild 3c. Tragfähigkeit eines durch M und N belasteten I-Profiles bei voller Plastizierung

3. Verformungen im plastischen Bereich

Bisher wurde angenommen, daß keine Verformungen eintreten, bis das angenommene System kinematisch wird. Das entsprechende $\sigma-\varepsilon$ oder das linear verzerrte $m-\psi$ Diagramm zeigt Bild 5 a; σ_F ist die untere Fließgrenze, ϱ der Krümmungsradius.

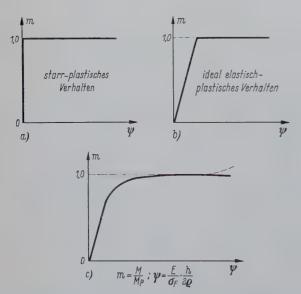


Bild 5. Beziehungen zwischen Moment und Krümmung

Dieses Diagramm ist gegenüber der Wirklichkeit nicht aufrechtzuerhalten und soll durch Annahme eines ideal elastisch-plastischen Verhaltens des Werkstoffes entsprechend Bild 5 b ersetzt werden. Die Wirkung der Axial- und Scherkräfte auf die Deformationen soll dabei außer Betracht bleiben.

Für die weiteren Untersuchungen wird der Verformungsverlauf bis zur Ausbildung der Fließgelenke benötigt. Stevens erläutert seinen Vorschlag an einem halbkreisfömigen Zweigelenkbogen unter der Wirkung einer im Scheitel angreifenden Einzellast. Den Verlauf der Durchbiegung im Scheitel in Abhängigkeit von der steigende Belastung zeigt das Diagramm in Bild 6. Der von Stevens verwen dete Abszissenwert läßt sich in einer uns geläufigen Form wie folg

schreiben: $\frac{h}{L^2} \cdot \frac{E}{\sigma_F} \cdot \frac{1}{S} \cdot \delta$

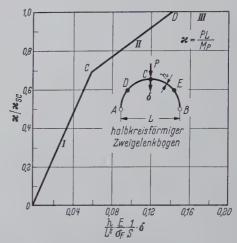


Bild 6. Die Scheiteldurchbiegung in Abhängigkeit von steigender Belastung

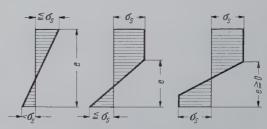


Bild 6a. Mögliche Spannungsdiagramme bei Belastung von 0 bis zum Bruch

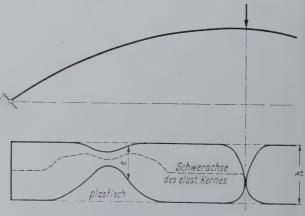
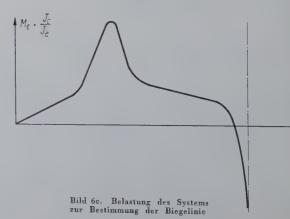
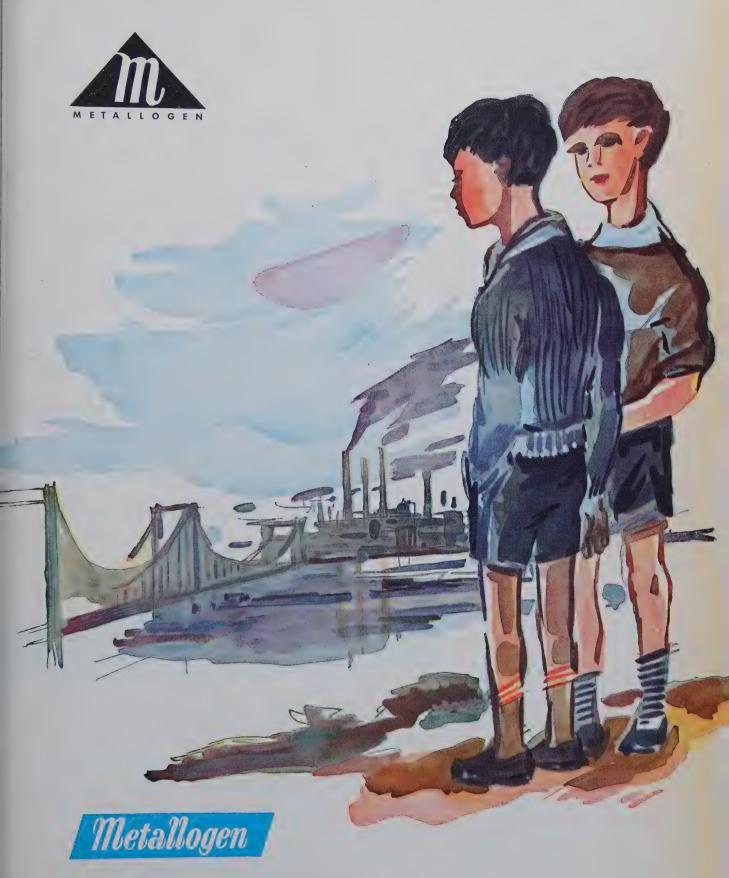


Bild 6b. Schematische Darstellung der plastizierten Zonen



Überall wo geschweisst wird...



ELEKTRODEN FÜR DIE ELEKTRO-SCHWEISSUNG

Pfiffige Jungen-Augen werden immer gebannt,

wo die Technik des Schweißens ihr lustiges Spiel mit Funken,

Sprühen und Zischen treibt -

Dem Fachmann gibt aber erst das technische Gelingen volle Zufriedenheit.

Voraussetzung ist allerdings dabei

die Verwendung der richtigen Elektrode

das is+ Metallogen (Tivilis)

UBERALL WO GESCHWEISST WIRD,

kennt man die Vorzüge dieser Metallogen-Elektrode.

Sie ist stark-umhüllt und an Gleich- und Wechselstrom gleich gut verschweißbar.

- Dünnflüssige Schlacke stark vorströmend und glasig. Hierdurch Erzielung vollkommen glatter und schön gezeichneter Schweißnähte; auch bei größerer Ausziehlänge.
- Die Nähte können lang und dünn ausgezogen werden und lassen sich auch ohne Behinderung durch die Schlacke stauchen.
- Besondere Vorteile bei Eck- und Winkelschweißungen.
- Hervorragende Entfernbarkeit der Schlacke; selbst im spitzen Winkel oder bei besonderer Verklammerung.
- Ausgezeichnete Zwangslagenverschweißbarkeit.
- Vorzügliche Gütewerte auch bei dynamischen Beanspruchungen; aute Dehnungsfähigkeit und Wechselfestigkeit.
- I besitzt diese Eigenschaften bei Verbindungsschweißungen im Stahlhoch- und Brückenbau. Kessel- und Rohrleitungsbau, Behälter- und Apparatebau.

STROMART - STROMSTÄRKE

Wechselstrom und Gleichstrom (Minuspol) 2.00 2,50 3.25 4,00 5,00 6.00 60/80 80/100 130/150 170/200 220,260 270/310 Amp.

GUTEWERTE

Festigkelt Streckgrenze Dehnung Kerbschlag-Brinellhärte **Biegewinkel** kg/mm^2 kg/mm⁹ (1 - 5 d)zähigkeit H B Grad (10/3000)kgm/cm³ 48/55 38/43 30/33 12/15 140/160

EIGNUNG für Werkstoffe wie GÜTEPRUFUNGEN

St 34/37/42/52; St 35.29/45.29; GS 35/38/45/52; S1/II/III. Kesselblethe I, HI, HII, HIA, HIIA DB: E34z, E37z, E52z, E37zB und E52zB. Germa ischer Lloyd, TUV



METALLOGEN Metallogen

GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK UND WERKSTOFFSCHUTZ M.B.H. WATTENSCHEID IN WESTF. · RUF 84 03 / 8 14 03 · POSTFACH 145 Hierin ist S ein von Stevens eingeführter profilabhängiger sogenannter "geometrischer Formfaktor". Die Durchbiegung δ ist in dem Ausdruck die einzige Veränderliche. Der Kurvenast I in Bild 6 zeigt das elastische Verhalten des in Bild 7a dargestellten Systems bis zur Bildung des plastischen Gelenks und damit des Momentes M_P in Scheitelpunkt C.

Bei Steigerung der Last P stellen sich die Werte, die auf Kurvenast II liegen, ein, die als Resultierende der Einzelwirkungen des Bildes 7b bestimmt werden. Bei Erreichen des Kurvenastes III bilden sich die Gelenke in D und E aus, die Bruchlast ist erreicht, das System wird zur kinematischen Kette.



a) Zustand I: elastischer Bereich



b) Zustand II : Fließgelenk bei C

Bild 7. Systeme zur Berechnung der Scheiteldurchbiegung bis zum Bruch

Im allgemeinen wird nur die Durchbiegung vor dem Bruch benötigt. Sie kann in diesem Fall am statisch bestimmten Tragwerk mit der oben beschriebenen Superpositionsmethode berechnet werden, wenn bekannt ist, welches Gelenk sich zuletzt einstellt. Stevens weist auf die Veröffentlichung entsprechender Verfahren hin.

Wenn die Spannungs-Dehnungs-Verhältnisse dem Bild 5c entsprechen, ist die analytische Bestimmung der Durchbiegung vor allem bei gekrümmten Tragwerkskonstruktionen kompliziert. Die Annahme eines ideal elastisch-plastischen Verhaltens führt zu einer Unterschätzung der Durchbiegung kurz vor dem Eintreten des Bruches. Stevens weist darauf hin, daß jedoch die meisten Bauteile eine kaltverfestigte Zone besitzen, die sich im Diagramm des Bildes 5c durch die gestrichelte Linie darstellen läßt. Die hierdurch eintretende Verringerung der Durchbiegung soll in etwa kompensiert werden durch die Annahme eines ideal elastisch-plastischen Zustandes, so daß die $m-\psi$ Kurve des Bildes 5b gerechtfertigt erscheint.

4. Der Einfluß der Verformungen auf die Bruchlast

Bei Bogenkonstruktionen ist man im allgemeinen bestrebt, Systemund Stützlinie möglichst dicht aueinander zu legen. Dann beeinflußt aber jede relative Bewegung zwischen System- und Stützlinie infolge der Verformungen das Kräftespiel merklich. Mit der Variation des Abstandes der beiden Linien ist eine Veränderung des Horizontalschubes zur Erhaltung des Gleichgewichts verbunden.

Es werden 2 Verfahren zur Bestimmung der Auswirkungen dieser Veränderungen erläutert, wobei, wie bereits erwähnt, der Einfluß der Axialkräfte auf die Verformungen außer Betracht bleibt.

4.1 Berechnung der Last P durch verschiedene Annahmen für P

Die Bestimmung der Auswirkung der geometrischen Änderungen, d. h. praktisch die Bestimmung des Anteiles der Theorie II. Ordnung [3] im elastischen Bereich kann entsprechend dem Viauelloverfahren in folgender Weise geschehen: Ermittlung der Durchbiegungen bei gegebener Last, Berechnung der zusätzlichen Spanngrößen aus den Durchbiegungen und gegebenenfalls dem geänderten Kraftsystem. Durch diese zusätzlichen Momente ergeben sich sekundäre Durchbiegungen. Dieser Vorgang wiederholt sich und liefert gegen Null strebende Verformungen, andernfalls kein Gleichgewicht für den Lastfall möglich ist.

Für die ideal elastisch-plastische $m=\psi$ -Kurve des Bildes 5b kann ein ähnliches Verfahren angewendet werden.

Eine kurze Erläuterung kann an dem in Bild 6 und 7 dargestellten Beispiel gegeben werden. Hierbei ist als wesentlicher Unterschied gegenüber dem Verfahren im elastischen Bereich M_P im Scheitel eine feste Größe, während die Kraft P im Scheitel so zu bestimmen ist, daß sich in D und E Fließgelenke bilden, E d. h. ebenfalls E auftritt. Man nimmt zu diesem Zwecke ein Verhältnis

 χ/χ_{SC} also P/P_P an, errechnet damit das dazugehörige Verhältnis M_D/M_P nach Theorie I. und II. Ordnung. Die Berechnung von M_D aus Theorie I. Ordnung ist nicht erläuterungsbedürftig. Die primären Durchbiegungen sind in Bild 6 dargestellt. Die Momentenermittlung aus den Durchbiegungen erfolgt am System des Bildes 7b wie oben für den elastischen Bereich beschrieben. Weitere Rechnungsgänge liefern die erforderlichen Werte für Momente und Durchbiegungen aus Theorie II. Ordnung. Schließlich erhält man das endgültige M_D/M_P ; es wird sich für das angenommene P/P_P das Verhältnis M_D/M_P nicht wie gefordert zu 1 ergeben, so daß der Vorgang für ein anderes Verhältnis χ/χ_{SC} wiederholt werden muß.

Stevens empfiehlt dann, durch lineare Interpolation das zu $M_D/M_P=1$ gehörende Wertepaar χ/χ_{SC} , das selbstverständlich immer kleiner als 1 ist, zu ermitteln. Bild 8 zeigt die Zahlenwerte für das Beispiel des Bildes 6.

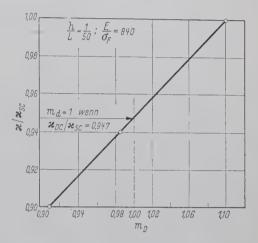


Bild 8. Aufsuchen des abgeminderten Fließmomentes in PunktD bei dem in Bild 6 dargestellten System

Bild 9 bringt das Ergebnis einer Untersuchungsreihe für verschieden steife (L/h) halbkreisförmige Zweigelenkbögen, die durch eine Kraft im Scheitel belastet sind. Mit zunehmender Bogenweichheit erhöht sich der Einfluß der Theorie II. Ordnung. Nach Auffassung des Berichterstatters gibt es Belastungen, bei denen die Berücksichtigung der Deformationen einen noch größeren Einfluß hat; eine Einzellast im Scheitel ist kein typischer Lastfall für die Praxis. Es ist allerdings zu beachten, daß in der Praxis ein größeres Verhältnis als L/h = 80 selten erreicht wird. Bei gleicher Höhe erleidet ein Rechteck (a) gegenüber einem vergleichbaren I Querschnitt (b) die größeren Durchbiegungen, weshalb die Kurve a im Diagramm des Bildes 9 unter der Kurve b liegt 4).

⁴)Stevens gibt keine Einzelheiten zur Ermittlung der Diagramme in Bild 6 und 8 an. Deshalb sollen hier einige Gedanken aus der Arbeit von Wachendorf eingefügt werden. Wachendorf berücksichtigt nur die Durchbiegung aus Theorie I. Ordnung

Es möge wieder der Zweigelenkbogen mit einer Einzellast im Scheitel betrachtet werden. Zunächst wird nach der in Fußnote 3 erläuterten Methode die Bruchlast $P_{\rm Bruch}$ ohne Rücksicht auf die Durchbiegung bestimmt. Für ihre Bestimmung wird ein um Δp unter $P_{\rm Bruch}$ liegender Wert P_1 gewählt. Hierbei ist Δp zu schätzen. Für $P_1'=P_{\rm Bruch}-\Delta p$ läßt sich über die Länge des Bogens die Normalkraft N_1' und die Außermittigkeit $c=M_1'/N_1'$ bestimmen. Hiermit kann man dann in jedem einzelnen Querschnitt das Spannungsdiagramm angeben, wobei beim Rechteck 3 verschiedene Formen möglich sind (siehe Bild 6a). Hierbei bedeutet e die Querschnittshöhe des Rechteckes, die elastisch bleibt, den sogenannten elastischen Kern.

In Bild 6b ist der elastische Kern für obengenannten Zweigelenkbogen bei Belastung durch P_1' (also kurz vor dem Bruch) schematisch dargestellt. Wachendorf weist nach, daß man das System mit der verzerrten Momentenfläche $M_c \cdot I_c II$ belasten muß, um die Biegelinie zu erhalten. Hierbei ist I_g das Trägheitsmoment des elastischen Kernes, während sich M_c aus den äußeren Belastungen und den Kräften, die auf den plastischen Bereich des Trägers wirken, zusammensetzt. Letztere sollen an den Berührungflächen des elastischen Bereiches mit den Faserspannungen σ_g angreifen (siehe Bild 6c).

Mit Hilfe der Biegelinie hat man die verformte Stabachse angenähert gefunden. Unter Benutzung des so verformten Systems kann man auf die in Fußnote 2 beschriebene Art $P_{\rm Bruch}$ ermitteln. Zwar wird der Schätzwert P_1' nicht identisch mit $P_{\rm Bruch}$ sein, aber eine Wiederholung der Rechnung kann man ersparen, weil P_1 auf Grund des vorhandenen Wertes $P_{\rm Bruch}$ zumindest in der Größenordnung richtig angnommen wurde.

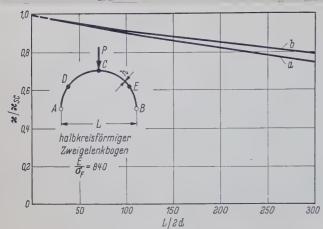


Bild 9. Die Wirkung der geometrischen Änderung auf die Belastungsfähigkeit Kurve a: Rechteckquerschnitt mit ideal elastisch-plastischem Werkstoffdiagramm Kurve b: Typischer I-Querschnitt mit ideal elastisch-plastischem Werstoffdiagramm

4.2 Berechnung der Last P unter Vorgabe der Durchbiegung

Unter 4.1 wurden verschiedene Lasten vorgegeben, die Durchbiegungen daraus und die zusätzlichen Beanspruchungen gerechnet und dann durch Interpolation die Kraft P gefunden, bei der die entsprechende Zahl von Fließgelenken auftritt. Eine andere Näherung besteht darin, die endgültige Durchbiegung festzusetzen und daraus das entsprechende Belastungssystem zu bestimmen, das diese Form erzeugt.

Bei Vernachlässigung der geometrischen Änderungen erzeugt ein Kräftesystem $F_0=f\left(\chi_0\ \Omega_0\right)$ die Momentenverhältnisse $m_{x^0\ y^0}$ am unverformten System $_{x0\ y0}$. Hierbei ist $\chi_0=P_0\cdot L/M_p;\ \Omega_0=$ $H_0 \cdot L/M_P$; $m = M/M_P$. Die primären Durchbiegungen $u_0 v_0$ werden dann zu x₀ y₀ addiert und man erhält den primär durchgebogenen Zustand $x_1 y_1$. Wenn ein anderes Kräftesystem F_1 auf $x_1 y_1$ wirkt, entstehen die Momentenverhältnisse m_{x1y1} . Wählt man F_1 so, daß in allen Punkten $m_{x^1y^1}=m_{x^0y^0}$ ist, müssen auch die Krümmungen in den 2 Systemen gleich sein. Die Momentengleichheit entspricht aber der vorliegenden statischen Forderung, weil M_P , das plastische Moment, vorgegeben ist und nicht überschritten werden darf.

Die Näherung besteht also darin, daß die primären Durchbiegungen als endgültige betrachtet werden.

Es ist gewöhnlich nicht möglich, die Gleichung $m_{x1y1}=m_{x0y0}$ in allen Punkten zu befriedigen. Wählt man einige ausgezeichnete Punkte im Bereich der maximalen Momente, so wird nach Stevens eine gute Näherung erzielt.

Speziell für das in Bild 6 wiedergegebene System mit der Belastung im Scheitel erhält Stevens bei Befriedigung der Gleichung $m_{x1y1} = m_{x0y0}$ für die Punkte D, C und E folgenden Ausdruck zur Bestimmung der reduzierten Lasten:

$$\frac{\chi_{1}}{\chi_{SC}} = \frac{\chi_{DC}}{\chi_{SC}} = \frac{\frac{y_{DO} + v_{DO}}{y_{CO} + v_{CO}} m_{GO} - m_{DO}}{\frac{y_{DO} + v_{DO}}{y_{CO} + v_{CO}} - 2 \begin{bmatrix} x_{DO} + u_{DO} \\ L + L \end{bmatrix}}$$

Hierin bedeuten

Abszissen und Ordinaten der Punkte D oder C im XDO, YDO, YCO unverformten System,

horizontale und vertikale Verformungen infolge u_{DO} , v_{CO} , v_{DO} der Kräfte Po,

Momentenverhältnisse M_c/M_p bzw. M_D/M_P an den m_{CO} , m_{DO} Punkten C oder D.

Die Bedeutung von χ_{SC} und χ_{DC} wurde bereits erläutert und ist mit anderen Belastungsparametern unter Bild 10 nochmals zusammenfassend angegeben.

Da sowohl in C als auch in Punkt E unter der gesuchten kritischen Bruchlast Fließgelenke auftreten sollen, muß in obiger Gleichung $m_{CO} = 1$ und $m_{DO} = -1$ eingesetzt werden. Stevens errechnet für das Beispiel, bei dem sich nach 4.1 $\chi_{DC}/\chi_{SC}=0.947$ ergab (siehe Bild 8) hiernach 0,946.

Wenn sich also bei anderen Verhältnissen die Näherung auch bewährt, ist das zuletzt besprochene Verfahren zur Bestimmung der reduzierten Bruchlast weniger aufwendig und liefert das Egebnis

5. Gleichzeitige Berücksichtigung der Normal. d) eingespannter Bogen kraft und der Formänderungen

Die beiden Einflüsse sind nicht unabhängig voneinander. Jede Größe hat die Tendenz, den Einfluß der anderen zu mindern. So

verringert z. B. eine wirkende Normalkraft die Bruchlast, also da Moment und die Verformungen. Mit der Verringerung der letzterereduziert sich aber auch deren Einfluß auf die Bruchlast.

Eine Rechnung, die diese beiden Wirkungen zusammen berück sichtigt, ist verwickelt. Stevens schlägt vor, die Einflüsse zu addiere und sich mit dieser Näherung zu begnügen, die eine zu kleine Bruchlast liefert. In Bild 10 ist die Addition graphisch dargestellt.

eingespannter Kreisbogen P= 3,5 · p · l

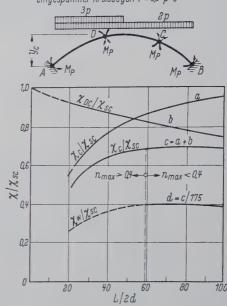


Bild 10. Belastungsfähigkeit vermindert um die Auswirkungen von Durchbiegung und Normalkraft

 $rac{P \cdot L}{M}$ Lastparameter bei einfacher Plastizitätstheorie M_p

 $\chi_{DC} = \chi_{SC}$ vermindert um den Einfluß der Durchbiegung ZAC = ZSC vermindert um den Einfluß der Axialkraft

XW zulässiger Nutzlastparameter für einen Lastfaktor von 1,75
XC vorausgesagte Bruchlast durch Kombination der Verminderungen

Voraussetzung ist, wie erwähnt, immer das ideal elastisch-plastii sche Verhalten des Materials. Das Abweichen von der Wirklichkeil entsprechend Bild 5c wird durch die unberücksichtigt geblieben-Kaltverfestigung ausgeglichen, die das Ausbreiten der Fließzonen verhindert.

Es muß noch erwähnt werden, daß die kinematischen Figuren nur so lange zutreffen, als eine Biegewirkung vorherrscht, was siche der Fall ist, wenn $y_C/L \ge 1/4$ und der Normalkraftparameter n = $N/N_P \leq 0.4$ ist.

6. Versuchsforschung

6.1 Versuche in kleinem Maßstab

Bei den Versuchsmodellen handelt es sich um Flußstahlbandeisen das nach dem Walzen geglüht wurde. Von 3 Versuchskörpern sind genauere Abmessungen angegeben: Danach zu schließen, beträgt die Länge durchschnittlich etwa 250 mm, die Höhe und Breite des Quer schnittes etwa 6 mm. Bei dem angegebenen Verhältnis E/σ_F von 840 errechnet man sich bei $E=2100~{
m t/cm^2},$ eine untere Fließspan nung of von 2,5 t/cm2. Die Versuche wurden an eingespannten und Zweigelenkbogen unter verschiedenen Belastungsfällen durchgeführ (siehe Bild 11).



Zweigelenkbogen Einzellast im Scheitel



b) eingespannter Bogen Einzellast im Scheitel



c) Zweigelenkbogen Einzellast im Viertelpunkt



Einzellast im Viertelpunkt



Zweigelenkbogen



f) eingespannter Bogen halbseitige Belastung

halbseitige Belastung Bild 11. Systeme mit zugehöriger Belastung, für die Versuche durchgeführt Es sind in dem Bericht die Ergebnisse von 28 Versuchen mitgeteilt. Der Berichterstatter hat daraus die 3 Diagramme in Bild 12, 13 und 14 aufgestellt.

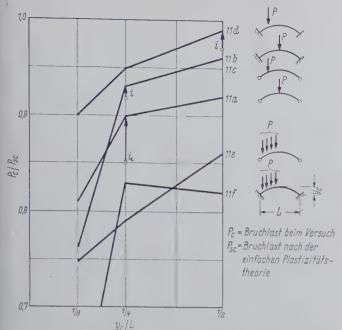


Bild 12. Bruchlastverhältnis (Versuchswert zur einfachen Plastizitätstheorie) in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis

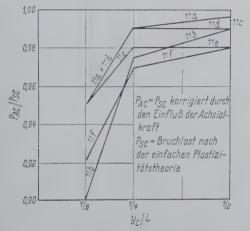


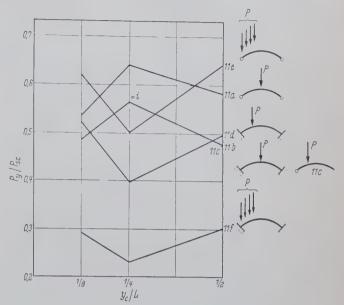
Bild 13. Fehler der Bruchlast bei Vernachlässigung des Einflusses der Axialkraft in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis

In Bild 12 ist das Verhältnis Bruchlast P_C des Versuches zu Bruchlast nach der einfachen Plastizitätstheorie P_{SC} in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis dargestellt. Die Tendenz ist eindeutig: Mit zunehmendem Pfeilverhältnis liefert die einfache Plastizitätstheorie eine immer bessere Näherung zur Bestimmung der Bruchlast, d. h. der Einfluß der Normalkraft und der Deformation wird geringer. Hinsichtlich der Belastung führt die Vernachlässigung dieser zwei Einflüsse bei halbseitiger etwa gleichmäßig verteilter Last zu den größeren Fehlern. Die Kurven gelten für Kreisbogen. Die mit i bezeichneten Punkte sind Werte von Versuchen, die an Parabeln durchgeführt wurden. Die Pfeile zeigen zu den entsprechenden Werten an Kreisbogen. Von System 11c wurde nur das Pfeilverhältnis $^{1/2}$ untersucht.

Aus Bild 13 ist der Einfluß des Fehlers infolge Vernachlässigung der Wirkung der Axialkraft allein ersichtlich. Er ist im allgemeinen sehr gering und beträgt weit weniger als die Hälfte der in Bild 12 dargestellten Fehlerhaftigkeit zwischen Versuch und einfacher Plastizitätstheorie.

In Bild 14 wurde die Last, die beim Versuch das Fließen einleitet, mit der theoretischen Bruchlast P_{SC} verglichen. P_y/P_{SC} variiert aber in großem Maße und man kann keine systematische Beziehung finden. Das Bild ändert sich auch dann nicht prinzipiell, wenn an Stelle von P_y/P_{SC} das Verhältnis P_y/P_C , also Versuchsfließlast zu Versuchsbrüchkraft als Ordinate gewählt wird.

Es ist also zumindest klar erkennbar, daß noch eine hohe Tragreserve vom Fließbeginn bis zum Bruch in solchen Bögen vorhanden ist.



P_y = Last bei der im Versuch das Fließen begann P_{sc} = Bruchlast nach der einfachen Plastizitätstheorie

Bild 14. Fließkraft des Versuches zur theoretischen Bruchlast in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis

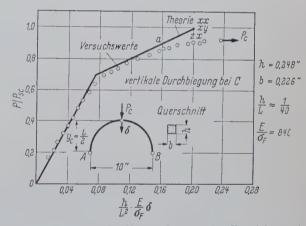


Bild 15. Das Belastungs-Durchbiegungsdiagramm eines Versuchskörpers in kleinem Maßstab

In Bild 15 ist das Diagramm eines Versuches wiedergegeben. Auf der Abszisse ist die Durchbiegung im Scheitel multipliziert mit einer vom Werkstoff, System und Material abhängigen Konstanten aufgetragen. Kurve a zeigt das berechnete Verhalten bei Annahme eines ideal elastisch-plastischen Werkstoffes; xx ist die Bruchlast (P_{SC}) , die zur Kurve a gehört, yx die Bruchbedingung unter Berücksichtigung der geometrischen Veränderlichkeit des Systems, zx diejenige unter Berücksichtigung der geometrischen Veränderlichkeit und des Normalkrafteinflusses. P_C ist die tatsächliche Bruchlast im Versuch. Die Auswirkungen der Normalkraft sind sehr gering. Die experimentellen Werte liegen direkt an den nach der einfachen Plastizitätstheorie gerechneten bis bei $P/P_{SC}=0.85$ am letzten Gelenk Fließen auftritt.

6.2 Versuche in großem Maßstab

Die Spannweite eines solchen Modelles betrug ca 4,56 m. Der eingespannte Bogen bestand aus einem Polygonzug, dessen Knickpunkte auf einem Kreis lagen. Gurtprofile der 2 durch einen Verband gekoppelten Hauptträger: $3^{\prime\prime}\cdot 1^{1/2^{\prime\prime}}$ R. S. I.

Die in Bild 16 angegebene halbseitige Belastung wurde mit 4 hydraulischen Pressen eingeleitet. Die Gebiete großer Beanspruchung wurden mit Klempnerharz (plumbers resin) kenntlich gemacht, so daß man die Bildung der Gelenke verfolgen konnte. Im Diagramm des Bildes 16 sind die Versuchsergebnisse und die Ergebnisse der Berechnung dargestellt. Aus der einfachen Plastizitäts-

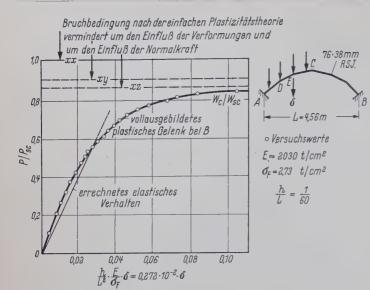


Bild 16. Das Belastungs-Durchbiegungsdiagramm eines Versuchskörpers in großem Maßstab

theorie wurde errechnet $\chi_{SC}=P_{SC}$ $^{*}L/M_{P}=43.2$; das gewählte Profil kann bis zum Fließbeginn ein Moment von $M_{P}=0.58$ tm aufnehmen; damit erhält man W_{SC} zu 5.5 t.

Im elastischen Bereich ergab sich — vermutlich durch die Steifigkeit der geschweißten Stöße und die Zusatzvorrichtungen zur Lasteinleitung bedingt — ein steiferes Verhalten als angenommen. Fließbeginn trat bei $P_y/P_{SC}=0.45$ an Stelle des errechneten Wertes von 0,58 auf. Hierfür sind wahrscheinlich die anfänglichen Schweißspannungen verantwortlich. Der Bruch trat am Gelenkpunkt bei $P/P_{SC}=0.85$, 50 Minuten nach Aufbringen der Bruchlast P_C auf und zwar vollkommen. Es sei hier darauf hingewiesen, daß in Deutschland im allgemeinen gegenüber der theoretischen Fließgrenze eine 1,71fache Sicherheit besteht. In diesem Fall wäre dann eine Bruchsicherheit von 1,71 $\frac{0.85}{0.58}=2.51$ vorhanden.

Die Versuche im großen und kleinen Maßstab bestätigen, daß das vorgeschlagene Berechnungsverfahren zu einer genügend genauen Vorhersage der Bruchlast für praktisch vorkommende Bogentypen verwendet werden kann.

7. Schlußfolgerungen

Der Fließbeginn an einem Punkt bedeutet nicht notwendigerweise, daß ein Bruch droht.

Je höher die Spannungen aus Normalkräften im Vergleich zu den Biegespannungen sind und je stärker sich Systemlinie und Stützlinie nähern, um so größere Fehler liefert die Anwendung der einfachen Plastizitätstheorie. Bei Addition der Abminderungen infolge Normalkräften und geometrischen Änderungen erhält man die Bruchlast jedoch ziemlich genau. Es muß aber die Biegung vorherrschen und das wirkliche Spannungs-Dehnungsdiagramm die Ausbildung eines guten Fließgelenkes zulassen.

Unter diesen Umständen empfiehlt Stevens, die zulässige Nutzlast nicht nach der Fließkraft sondern nach der Bruchlast zu orientieren.

Anwendung des Verfahrens:

- 1. Bogenform festlegen, von den möglichen Belastungsfällen den oder die kritischsten auswählen;
- 2. den Bruchlastparameter χ_{SC} der einfachen Plastizitätstheorie berechnen;
- 3. folgende Abminderungen bestimmen:
 - a) infolge der Änderung der Geometrie (dies erfordert eine Durchbiegungsberechnung);
 - b) infolge Wirkung der Normalkraft;
- 4. Addition der beiden Reduktionen. Dies zeigt Kurve c in Bild 10;
- Wahl eines Sicherheitsfaktors gegen Bruchlast. Der Kurve d in Bild 10 legt Stevens einen solchen von 1,75 zugrunde. Es empfiehlt sich, die Kurven nur anzuwenden, wenn der Normalkraftparameter

$$n = \frac{N}{N_p} \le 0.4$$
 ist,

was etwa einem Schlankheitswert $L/2h \ge 60$ entspricht;

- Wahl eines Querschnittes. Dadurch kann eine Änderung der Belastung und eine Wiederholung des Verfahrens notwendig werden;
- 7. Wiederholung der Schritte für andere mögliche, kritische Lastfälle. H. Lindenberger†

Schrifttum

- B [1] Stevens, Ph.: Carrying Capacity of Mild-Steel Arches. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.; 6, March 1957 p. 493
 - [2] Wachendorf, F.: Beitrag zur Frage der Verformungen und der Bruchsicherheit insbesondere von vollwandigen Zwei- und Dreigelenkbogen aus Stahl unter Berücksichtigung der Plastizitätseigenschaften. Dissertation T. H. Braunschweig 1933.
 - [3] Faltus, F.: Beitrag zur Berechnung von Zweigelenkbögen nach der Theoriei II. Ordnung. Stahlbau 28 (1959) H. 1 S. 10/13.

Phosphatierung und Anstrichhaltbarkeit im Stahlbehälterbau¹)

Stählerne Versandbehälter, insbesondere Stahlblechtrommelnsmüssen zum Zwecke des Korrosionsschutzes mit einem wetterfesten Außenanstrich und je nach der Art des Füllgutes auch mit einem korrosionsbeständigen Innenüberzug versehen werden. Für die Haltbarkeit dieser Schutzüberzüge spielt die Reinigung und Vorbehandlung des Metalluntergrundes eine wichtige Rolle.

Bei Untersuchungen des Battelle Memorial Institute¹) über die Phosphatierung der Außenseite der Behälter sowie über die Phosphatierung der Innenflächen ohne und mit Innenauskleidung wurden folgende Fragen geprüft:

- 1. Welches ist die günstigste Schichtdicke für Zinkphosphats schichten auf der Außen- und Innenseite?
- 2. Wie verhält sich Eisenphosphatbehandlung im Vergleich zu Zinkphosphatbehandlung?
- 3. Wie verhält sich der Phosphatentroster im Vergleich zum Phosphatierung?
- 4. Wie verhalten sich Phosphatschichten auf gewöhnlichem und entzundertem heißgewalztem Stahl?
- 5. Welchen Einfluß hat eine Chromsäure-Nachbehandlung?
- 6. Welche Korrosionsschutzwirkung haben Phosphatdeckschichten bei Behältern ohne Innenauskleidung bis zu ihrer Füllung?
- 7. Wie beeinflussen Phosphatüberzüge die Haft- und Stoßfestigkeit von Behälterauskleidungen?
- Wie beeinflussen Phosphatierungen die Chemikalienbeständigkeit solcher Innenüberzüge?

1. Außenschutz der Behälter

Zwecks Auffindung der geeignetsten Vorbehandlungsmethodem wurden kalt- und heißgewalzte Stahlblechtafeln, die teils säuregebeizt und in der Mehrzahl von dem Walzzunder befreit waren, in verschiedener Weise vorbehandelt, und zwar mit Zinkphosphat, Eisenphosphat, Phosphorsäure, Phosphat-Rostentferner, Alkalilösung sowie mit Washprimer, und dann in der Mehrzahl mit Chromsäurelösung nachbehandelt. Die Dicke oder das Gewicht der Phosphatschichten betrug bei Zinkphosphat 500 bis 250 mg/m², Eisenphosphat 40—80 und Phosphorsäure oder Phosphat-Rostentferner 15—65 mg/m². Die derart vorbehandelten Blechtafeln wurden anschließend mit weißerzschwarzer und olivgrüner Emaillefarbe überzogen, in etwat μ Filmdicke und (a) bewittert in Columbus/Ohio, (b) dem Salzsprühtest und (c) der Wasserlagerung unterworfen. Bei den weißem und schwarzen Farben handelt es sich um Alkydharzemaillen, bei der olivgrünen Farbe um ein Produkt nach Spezifikation ZZ-E-485 Β. Die Probeanstriche wurden mit Kreuzschnitten versehen, um dem Einfluß der Phosphiatierung auf die Rostausbreitung zu beobachten. Die weiße Farbe verrottete rascher als die anderen und ließ die Unterschiede in der Vorbehandlung deutlicher erkennen.

Bei der Freibewitterung fiel der schlechte Zustand der Weißemaille auf heißgewalztem Stahl auf, gleichgültig, ob derselbei phosphatiert war oder nicht. Auf kaltgewalztem und teilweise auf entzundertem heißgewalztem Stahl bewirkte Phosphatierung eines bessere Haltbarkeit der Weißfarbe, und zwar schien Zinkphosphatietwas günstiger als Eisenphosphat zu wirken. Die Haltbarkeit der Schwarzemaille auf kalt- und heißgewalztem Stahl wurde durch Phosphatierung verbessert, und zwar gaben die dünneren Zinkphosphatschichten bessere Resultate als die anderen. Bei der olivgrünen Farbe schien die Phosphatierung auf die Rostausbreitung nur wenig von Einfluß zu sein. Auf kaltgewalztem Stahl war ein Unterschied zwischen Zink- und Eisenphosphat bei der olivgrünen Farbe nicht zu erkennen. Die olivgrüne Farbe enthielt zum Unter-

¹⁾ Nowacki, L. J., Mueller, E. R. und Dent, R. H.: Steel-container treatments in "Modern Packaging", November und Dezember 1958.

schied von der weißen und schwarzen Farbe antikorrosive Pigmente, wodurch ein Einfluß der Phosphatierung sich hier kaum bemerkbar machte.

Die Bewitterungsversuche ergaben im allgemeinen folgende Resultate:

- 1. Die Metallvorbehandlung muß in Verbindung mit dem Anstrich gewertet werden. Phosphatierung ist von stärkerer Wirkung bei rasch verrotteten Lackierungen als bei Farben, die antikorrosive Pigmente enthalten und wetterfester sind.
- 2. Walzhaut (Zunder) wirkt schädlich, weshalb seine Entfettung und Entfernung wichtiger ist als die Phosphatierung. Beizung von heißgewalztem Stahl mit Phosphorsäure wirkte sich günstig auf die Wetterfestigkeit der Lackierungen aus.
- 3. Phosphatierung verbesserte im allgemeinen die Haltbarkeit der Anstriche, mindestens bis zu einem gewissen Grade, der von Stahlart und Natur des Anstrichstoffes abhängig ist.
- 4. Zink- und Eisenphosphat-Vorbehandlung ergaben nur sehr geringe Unterschiede, und zwar etwas zugunsten des Zinkphosphates.
- Nachbehandlung mit Chromsäure scheint nur geringen Einfluß auf die Anstrichhaltbarkeit aufzuweisen.
- 6. Sämtliche Probelackierungen wurden auf sorgfältig gereinigten Blechen ausgeführt. Hätte man nicht gereinigte Tafeln herangezogen, so wären wohl größere Unterschiede gegenüber den phosphatierten Proben aufgetreten.

Das Verhalten der Probetafeln im Salzsprühtest zeigte nur geringe Übereinstimmung mit dem Verhalten bei Freibewitterung. Die Versuche wurden in zwei Salzsprühkammern durchgeführt, wobei sich etwas verschiedene Werte ergaben. Vielfach zeigten die Lackierungen auf phosphatierten Blechen besseres Allgemeinaussehen und bessere Haftfestigkeit. Eisen- und Zinkphosphat-Vorbehandlung gaben im allgemeinen die günstigsten Resultate. Bei den weißen und schwarzen Emaillen wirkte sich auch die Chromsäurespülung günstig auf die Haftfestigkeit aus.

Bei der Wasserlagerung in destilliertem Wasser von 25°C während 6 Wochen waren die Probebleche nicht mit Kreuzschnitt, sondern mit einer Schlagstelle versehen worden. Durchweg zeigten die phosphatierten Proben geringere Blasenbildung als die nichtphosphatierten oder mit Washprimer versehenen Proben. Eisenund Zinkphosphatierung sowie Phosphorsäurebehandlung wirken sich durchweg günstig aus, insbesondere mit Chromsäure-Nachbehandlung.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß die Wetterfestigkeit der Behälter-Außenanstriche durch Phosphatierung begünstigt wird. Die Entfernung der Walzhaut ist für die Erzielung optimaler Anstrichhaltbarkeit jedoch noch wichtiger als die Phosphatierung. Eisenphosphat-Vorbehandlung ist fast so günstig wie Zinkphosphat und auch die einfache Phosphorsäurebeizung gibt auf heißgewalztem Stahl relativ günstige Resultate.

2. Innenschutz der Behälter

2.1 Behälter ohne Innenlackierung

Um die Wirkung einer einfachen Vorbehandlung der Innenflächen der Behälter ohne Innenlackierung kennenzulernen, wurden phosphatierte und unphosphatierte sowie ungereinigte und mit Öl überzogene Probetafeln der Einwirkung starker Feuchtigkeit ausgesetzt und zugleich einige derart vorbehandelte Proben in offenen Stahlfässern im Freien gelagert. In einer Versuchsreihe wurden die Proben 95 % rel. Luftfeuchtigkeit bei 30° C 6 Wochen, in einer anderen 80 % rel. Luftfeuchtigkeit bei 25° C 56 Tage ausgesetzt. Bei höherer Feuchtigkeit trat schnellere Rostung auf. Phosphatierung verminderte fast durchweg die Rostbildung auf kalt- und heißgewalztem Stahl. Nur in drei Fällen, darunter zwei mit Eisenphosphat und einer mit Phosphorsäurebeizung, wurde durch die Vorbehandlung die Rostung gefördert. Alkalireinigung wirkte rostfördernd, während ein Ölüberzug rostschützend wirkte.

Als wirksamste Schutzmaßnahme gegen Korrosion des Behälterinnern bei neunmonatiger Lagerung der Trommeln im Freien erwiesen sich einmal Zinkphosphatschicht plus aufgestäubtes Öl und zum anderen Dampfphasen-Inhibitor VPI-220 Shell (4 bis 6 g in 55 Gall.-Trommeln).

2.2 Behälter mit Innenlackierung

Werden die Behälter innen phosphatiert und lackiert, dann muß man den Einfluß der Phosphatschicht auf die Haftfestigkeit des Anstriches und auf dessen Resistenz gegen aggressive Füllstoffe kennen. Es war beobachtet worden, daß sehr dicke Phosphatschichten, ähnlich wie Walzhaut, die Innenlackierung gegen von außen kommende Stöße empfindlich machen, indem sich die Phosphatschicht durch den Schlag vom Metall ablöst. Es wurden deshalb mit den vorbehaudelten und lackierten Probetafeln Schlagversuche ausgeführt, wobei

man auf deren Rückseite ein 2 kg-Gewicht aus bestimmter Höhe auf eine abgerundete Spitze fallen ließ, die mit der Tafelrückseite in Berührung stand. Als Innenschutzlacke dienten (1) Phenol-Epoxyharzlack, (2) weißpigmentierter Epoxyharzlack, (3) graupigmentierter Vinylharzlack, von denen die Epoxyharzlackfarben zweimal in 1,5 μ Gesamtdicke und die Vinylharzfarbe nur einmal in 0,7—0,8 μ Dicke aufgetragen wurde, da letztere bei über 1 mil Dicke schlagempfindlich wird.

Es ergab sich, daß die Schlagfestigkeit der Innenlackierungen mit zunehmender Dicke der darunter liegenden Phosphatschicht abnimmt. Am günstigsten erschienen Eisenphosphatierung, leichte Zinkphosphatierung sowie einfache Vorbehandlung mit Phosphorsäure oder mit Phosphat-Rostentferner. Weiterhin wurde auch die Duktilität der Lackierungen geprüft unter Verwendung des Olsen-Duktilometers, das ähnlich wie die Erichsen-Tiefungsprobe arbeitet. Am besten verhielt sich hier der Phenol-Epoxyharzlack. Günstig sind wiederum dünne Phosphatschichten, und zwar ist Eisenphosphat besser als Zinkphosphat. Walzhaut wirkte am schädlichsten. Im allgemeinen hafteten die Innenlacke am besten auf Phosphatschichten von etwa 200 mg/m².

Die Resistenz der Innenlackierungen gegen aggressive Füllstoffe muß von Fall zu Fall ermittelt werden. Phenol-Epoxyharz-Innenlacke wurden auf ihr Verhalten gegen Allylchlorid, Reinigungsmittel, Pelargonsäure und 17 % hammoniak bei schwach erhöhten Temperaturen untersucht. Die Resultate waren teils widersprechend, deuteten aber darauf hin, daß Phosphatierung für die Chemikalienresistenz der Lackierungen günstiger ist als die Alkalireinigung. Gegenüber Ammoniak verhielten sich Lackfilme über Eisenphosphat besser als über Zinkphosphat. In der Praxis muß von Fall zu Fall geprüft werden, ob Phosphatierung die Schutzwirkung einer Innenauskleidung beeinträchtigt.

Schlagfeste oder verformbare Behälterlackierungen erfordern jedenfalls relativ dünne Phosphatschichten. Hinsichtlich Schlagfestigkeit und Duktilität der Schutzschichten ist Eisenphosphat dem Zinkphosphat vorzuziehen. Phosphat-Rostentferner eignen sich zur Vorbehandlung von heißgewalztem Stahl. Walzhaut muß vor der Phosphatierung unbedingt entfernt werden. Bei Einwirkung von Wasser und Salzsprühnebel ist die Nachbehandlung mit Chromsäure recht günstig, Innenphosphatierung vermindert das Rosten der Fässer während der Lagerung bis zur Füllung. Eine gute Schutzwirkung hat auch ein Öl- oder Fettfilm. Für schlagfeste Lackierungen sind Phosphatschichten unter 200 mg/m² erforderlich. H. Anders

Bücherschau

Boué: Der Feuerschutz im Stahlhochbau insbesondere von Stahlstützen, Heft 21 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, herausgegeben vom D. St. V. - Köln 1959. Stahlbau-Verlags-GmbH. DM 24,—.

In dieser 180 Seiten umfassenden Abhandlung wurden die schwierigen und vielseitigen Fragen des Feuerschutzes im Stahlhochbau dem letzten Stand entsprechend übersichtlich zusammengestellt.

Abschnitt Abehandelt zunächst die Grundlagen zur Beurteilung der Anforderungen an den Feuerwiderstand von Stahlbauten. wird gezeigt, daß die heute hierfür gültigen Vorschriften (DIN 4102, Ausgabe 1940) eine erwünschte Anpassung an die jeweils vorliegenden Bedingungen nicht gestatten. Im Ausland ver-Klassifizierungssysteme berücksichtigen bereits eine engere Einstufungsmöglichkeit. In Anlehnung an einen schweizerischen Vorschlag wird deshalb ein Bewertungsverfahren für Bauwerke und Bauteile zur Diskussion gestellt, das durch eine zahlenmäßige Punktbewertung von Einzeleinflüssen (Bauwerk oder Raum, Bauteil) ermöglicht, an Hand eines Diagrammes sofort die erforderliche Schutzstufe oder Feuerwiderstandsdauer für das betrachtete Bauteil anzugeben. An Stelle der bisher in DIN 4102 angegebenen groben Einstufung in feuerhemmend, feuerbeständig hochfeuerbeständig erfaßt dieser Klassifizierungsvorschlag, bei dem die Unterteilung möglichst stufenlos, zumindest aber engstufig sein soll, die jeweiligen Gegebenheiten schärfer. Außerdem können die notwendigen Schutzmaßnahmen darauf wirtschaftlich abgestimmt werden.

Der einleitende Abschnitt A behandelt ferner das Verhalten des Stahles und der Stahlbauteile (Zug-, Druck- und Biegeglieder) bei Brand-Temperaturen, die Maßnahmen zum Schutz von Stahlbauteilen und -konstruktionen insbesondere von Stahlstützen gegen Feuereinwirkung im allgemeinen, unterteilt in

- direkten Schutz (Kernfüllung, kastenförmige Ummantelung und volle Ummantelung),
- indirekten Schutz (abschirmende Elemente, mechanische Einrichtungen),
- 3. Schutz durch Antriche,

und schließlich die Prüfvorschriften der Länder Deutschland, USA, Großbritannien, Frankreich, Holland, Schweden und Schweiz, soweit sie für die Feuerschutz-Prüfung von Stahlbauteilen in Frage kommen.

Von der erwähnten Frage der Klassifizierung abgesehen, zeigt die Gegenüberstellung dieser Prüfvorschriften noch eine unterschiedliche Auffassung der einzelnen Länder in der Festlegung der kritischen Stahltemperatur und in der Notwendigkeit eines Wassertestes sowie einer Wiederbelastung der untersuchten Bauteile im Anschluß an den Brandversuch. Weiterhin liegen natürlich Unterschiede in der Größe der Brandräume, in der Art der Befeuerung, in der Art der Thermoelemente und in der Auswahl der Meßstellen vor. Hinsichtlich der zugrunde gelegten Temperaturzeitkurven, Lagerung, Belastung, Abmessungen und Form der Prüfstücke stimmen die einzelnen Länder in der großen Linie überein. Schließlich werden überall Versuche entweder über Zeit lediglich zur Einstufung oder bis zum Versagen zur Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer durchgeführt.

Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der verschiedenen Schutzmaßnahmen für Stahlstützen und -träger wurden in Abschnitt B alle seit 1920 in USA, Großbritannien und Deutschland durchgeführten Brandversuche zusammengestellt. Unter den neueren Versuchen verdienen besonders die seit 1953 bekanntgewordenen Versuche mit Perlite- und Vermiculite-Ummantelungen, die sich durch ihr sehr niedriges Raumgewicht bei vorzüglichen Isolierungs-Eigenschaften auszeichnen, Beachtung. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen sind wir genötigt, entweder die Ummantelungsarten, die statisch nicht zur Lastübertragung herangezogen werden, gewichtssparend auszuhilden, wobei also auf Leichtbaustoffe zurückgegriffen werden muß, oder wenn schwere Ummantelungen nicht zu umgehen sind, diese statisch in Rechnung zu stellen, damit eine Verstärkung der Stahlprofile zufolge des Eigengewichtes der Ummantelung möglichst vermieden wird.

Um zu einer generellen Auswertung aller Versuchsergebnisse zu gelangen, waren allerdings noch verschiedene Lücken zu schließen. Zu diesem Zweck ließ der Deutsche Ausschuß für Stahlbau Versuche an einer Reihe von Stahlrohrstützen, die entweder nur mit Beton gefüllt oder nur ummantelt oder gefüllt und ummantelt waren, außerdem ähnliche Versuche an Profilstützen und eine Reihe von Versuchen mit Putzschichten für leichte Ummantelungen in der eigens hierfür entwickelten Gegenheizversuchseinrichtung durchführen. In der letztgenannten Versuchseinrichtung wurden Stahlplatten $500 \times 500 \times 5$ mm mit einer auf Rippenstreckmetall als Putzträger aufgebrachten Putzschicht in Dicken von 20 bis 60 mm in der Weise geprüft, daß die Verhältnisse an einer ummantelten Stütze bezüglich Aufwärmung sinnvoll nachgebildet wurden. Da diese Platten keine zusätzliche Belastung erhielten, wurden die Versuche bis zu den Temperaturen 350° oder 400° und 550° C gemessen an der Stahlplatte durchgeführt.

Ferner wird in diesem Abschnitt über die vom Deutschen Ausschuß für Stahlbau durchgeführten Versuche mit indirekt geschützten Stahlstützen (Außenstützen) und die Versuche des Deutschen Stahlbau-Verbandes mit feuerschützenden Anstrichen berichtet.

Aus der Erkenntnis, daß sich bei Vergleich der in- und ausländischen Brandversuchsergebnisse die durch Material und Ausführung der Prüfstücke bedingten Streuungen stärker auswirken als die Unterschiede in der Befeuerung, der Brandraumgröße und -form wurden alle herangezogenen Versuche als gleichwertig betrachtet und zur Auswertung verwendet. Die weitere Auswertung wurde sehr gründlich vorgenommen und soweit durchgeführt, daß sämtliche Ergebnisse für die Stützen schließlich zu einem Schaubild zusammengefaßt werden konnten. Die darin eingetragenen Werte der Feuerwiderstandsdauer beginnen mit denen für die nackte Stahlstütze ohne und mit Feuerschutzanstrich und enden mit denen für schwere Betonumhüllungen. Dazwischen liegen die vielen Möglichkeiten, die uns die heute üblichen Ummantelungsarten bieten, so daß für die nach dem vorgeschlagenen Klassifizierungssystem gesondert ermittelte Schutzstufe hieraus umgehend die zweckmäßigste Ummantelungsart gewählt werden kann. Deutlich kommt auch in diesem Schaubild die besondere Leistungsfähigkeit der sich in jüngster Zeit eingeführten Leichtbaustoffe Perlite, Vermiculite und Asbest zum Ausdruck. An gleicher Stelle der Abhandlung wurde außerdem noch eine Tafel aufgenommen, mit deren Hilfe bei vorgegebener Feuerwiderstandsdauer die Dicke und Breite der abschirmenden Schutzplatte einer Außenstütze so gewählt werden

kann, daß bei einseitiger Feuerbeanspruchung nach der Einheits temperaturkurve an der Stahlstütze während der verlangten Zeit spanne keine höhere Temperatur als 400°C entsteht.

Um dem heutigen Stand der Erfahrungen Rechnung zu tragen sollten deshalb — wie im Abschnitt C erläutert — bei de Neufassung der DIN 4102 neben einem verbesserten Bewertungs verfahren in der Art wie vorstehend beschrieben u. a. unbeding noch folgende Gesichtspunkte Berücksichtigung finden:

Einheitliche Festlegung der Form, Abmessungen und Ba'ustoff der Brandräume, desgleichen der Art der Brandraumbeheizun bezüglich Brennstoff und Flammenführung, desgleichen der Art de Thermoelemente sowie deren Anordnung im Brandraum und in Prüfstück, um streuende Einflüsse, die aus einer Unterschiedlich keit möglicherweise entstehen könnten, von vornherein auszuschalten und somit eine bessere Vergleichsgrundlage für an verschiedenen Orten durchgeführte Versuche zu erhalten.

Bei Brandversuchen mit tragenden Bauteilen sollte grundsätzlich der Prüfung unter Last und zwar unter konstanter Last in Höh der zulässigen bis zum Zeitpunkt des Versagens der Vorzug gegebei werden.

Bei Prüfung ohne Last gilt das Erreichen einer Grenztemperatu — gemessen am Stahl — als Kriterium für die Feuerwiderstands dauer. Für die Grenztemperaturen können — wie im einzelner genau nachgewiesen wurde — gegenüber der bisher in DIN 4101 festgelegten 350°-Grenze für Stützen und 250°-Grenze für Decken träger nachstehende noch auf der absolut sicheren Seite liegend Werte zugrunde gelegt werden:

Falls der Wert einheitlich auf $400\,^\circ$ C festgelegt wird, würde sid dies wirtschaftlich betrachtet bereits nachteilig auswirken.

Analog den neueren englischen Normen sollte auch in unsere Vorschrift der Wassertest künftig entfallen, weil dieser meisten keinen Aufschluß brachte, gelegentlich sogar das Ergebnis de Brandversuches verwischte. Wird für Sonderfälle der Wassertes trotzdem verlangt, so wäre eine Zweitausführung des Prüfkörper nach amerikanischem Muster 30 Minuten lang einer Brandprüfungentsprechend der Einheitstemperaturkurve und einer anschließen den genau definierten Wasserprobe zu unterwerfen. Selbstverständlich wäre ferner festzulegen, wie die Beschaffenheit des Prüfkörpers nach bestandener Prüfung sein soll.

Gleichermaßen wird eine Wiederbelastung von geprüften Stahl bauteilen nicht mehr für erforderlich erachtet.

Schließlich sollte noch der Gegenheizversuch als Ersatzversuch empfohlen werden mit der Maßgabe, daß für diese Versuche di-400° C-Grenze als kritische Stahltemperatur gilt. W. Moheit

Schreyer: Praktische Baustatik Teil 1. Elfte, neubearbeitete Auflage, IV, 156 Seiten mit 325 Bildern. DIN C 5, Stuttgart 1959 Verlag B. G. Teubner. Kart. DM 9,40, Hln. DM 11,40.

Der vorliegende Teil I, dessen hohe Auflagenziffer für sich spricht, ist als Einführungsband in die praktische Baustatik gedacht, wie sie Gegenstand der Vorlesungen der erster Semester der Ingenieurschulen ist. In bewährter Weise wird de unerfahrene Leser an die Grundlagen herangeführt und mit Begriffen wie Kraft, Moment, Spannung, Dehnung, Gleichgewich und Standsicherheit und den Methoden der Schwerpunkts- unt Trägheitsmomentenbestimmungen vertraut gemacht. Berechnungs beispiele aus den verschiedenen Teilgebieten des Bauingenieur wesens erläutern die Zusammenhänge.

Taschenbuch für Atomfragen 1959. Format DIN A 5, 288 Seiter Bonn, 1959, Festland-Verlag. DM 9,50.

Herausgegeben von Angehörigen des Bundesministeriums fü Atomkernenergie und Wasserwirtschaft beschreibt das Büchlein di gegenwärtige Situation der Atomwirtschaft, der friedlichen Atom forschung und ihrer Entwicklungsrichtungen in der Bundesrepublik Über Strahlenschutzrecht, internationale Abkommen und Aufba der Forschungsstellen sind auf knappem Raum ausführliche Angabe zu finden. Das Werk enthält ferner ein umfassendes Anschriften verzeichnis der kerntechnischen Körperschaften im In- und Ausland

K. Meier

Ende des Jahrganges 1959. Diesem Heft liegt das Jahres-Inhaltsverzeichnis 1959 bei.

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Severinsbrücke Köln

Anläßlich der Einweihung der Severinsbrücke - vergleiche die in Heft 11/59 erschienene Anzeige der Gutehoffnungshütte Sterkrade A.G. - ist zu erwähnen, daß bei Projektierung und Ausführung der Architekt BDA Dipl.-Ing. Gerd Lohmer, Köln, mitgewirkt hat.

Schweißerausbildung in der SLV Mannheim

Die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Mannheim, Windeckstr. 104-106, Telefon 4 11 71, führt in der nächsten Zeit zur Ausbildung von Autogen- und Lichtbogenschweißern, Lehrschweißern, Schweißfachmännern und Schweißfachingenieuren die nachfolgend verzeichneten Lehrgänge durch:

Autogen- und Lichtbogenschweißer:

11. 1. bis 16. 2. 1960,

(Tageslehrgang) Autogen- und Lichtbogenschweißer:

14. 3. bis 7. 10. 1960,

(Abendlehrgang)

7. 3, bis 25, 3, 1960,

Autogen- und Lichtbogen-Lehrschweißer: Schweißfachmann-Lehrgang

11. 1. bis 30. 1. 1960,

Schweißfachingenieur-Lehrgang:

1. 2. bis 22. 7. 1960,

(Abend)

Sonderlehrgänge:

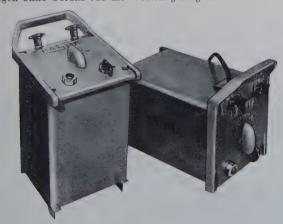
nach Vereinbarung.

Interessenten wenden sich an die oben angegebene Anschrift.

Kleinschweißtrafo mit Thermoschutz

Vom Hamburger Schweißmaschinenbau wurde ein neuer Schweißtrafo HASMA-Kadett zum Anschluß an Lichtstromkreise 220 V \sim unter Berücksichtigung aller VDE- und TAB-Vorschriften entwickelt. Maßgebend für die konstruktive Ausführung sind die VDE-Regeln 0541, nach denen der Nennschweißstrom von 130 A auf eine Lichtbogenspannung von $24~\rm V$ bezogen ist. Die Lichtbogenleistung beträgt $130~\rm \times~24=3,02~kW$. Gegenüber Geräten, deren Schweißstromstärke sich noch auf 20 V bezieht, ist die Leistung um 25 % erhöht worden. Die Einschaltdauer von 45 % ist für diese kleinen Schweißtrafos ungewöhnlich hoch und verbürgt auch dann die Einsatzmöglichkeit, wenn auf Montagen laufend geschweißt werden muß.

Gegen Überlastungen durch erhöhte Einschaltzeiten oder Überspannung sind HASMA-Geräte doppelt gesichert. Neben der hitzefesten Glasseidenisolation sind die Wicklungen noch durch einen Thermostaten gegen gefährliche Übertemperaturen geschützt. Dadurch ist der HASMA-Kadett 100 % ig kurzschlußfest. Diese Eigenschaft wurde auf der schweißtechnischen Messe in Utrecht demonstriert, ein HASMA-Schweißtransformator lief während der Messedauer an voller Netzspannung mit kurzgeschlossenen Schweißklemmen. Dieser Qualitätsbeweis stellt ein Novum im Schweißtransformatorenbau dar. Dadurch ist auch erstmalig die Verwendung von Schweißtransformatoren zum Auftauen von eingefrorenen Wasserleitungen ohne Gefahr für die Wicklung möglich.

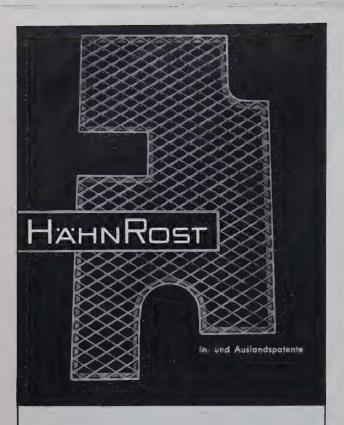


Gemäß den VDE-Bestimmungen 0100 und den TAB 58 der VDEW dürfen an Lichtstromkreise 220 V ∼ bei Verwendung von 15 A Schukosteckdosen nur Schweißtransformatoren bis zu 4 kVA angeschlossen werden. Die Einhaltung dieser Bedingung ist durchaus nicht selbstverständlich, zumal die VDE-Bestimmungen nicht Gesetzeskraft haben. Der HASMA-Kadett entspricht jedoch diesen Bedingungen und kann ohne Gefahr an Lichtleitungen angeschlossen werden. Ermöglicht wurde dies durch den guten Wirkungsgrad und durch die hohe Kompensation mit Bosch-Kondensatoren

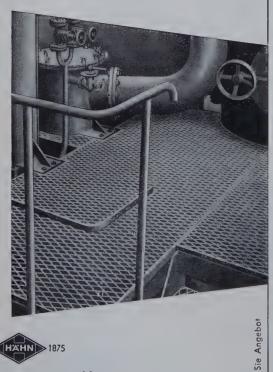




GEBR. BUHLER & CO. AG. EDELSTAHLWERKE



Zweieinhalb Millionen Quadratmeter legen Zeugnis ab für die überlegene Qualität





WILH. HÄHN

SPEZIALFABRIK FUR DIAGONAL-GITTERROSTE FERNDORF, KRS. SIEGEN

fordern

Telegramme: Diagonalhähn · Ruf; Sa.-Nr. Kreuztal 2117 · Fernschreiber-Nr. 087799

Aus der Industrie (Fortsetzung)

Unter normalen Lichtnetzverhältnissen kann eine 3,25 mm mittelstark umhüllte Elektrode einwandfrei verschweißt werden. Der Schweißstrom läßt sich feinstufig bis auf 30 A hinunter regeln. Dadurch ist auch ein einwandfreies Verschweißen dünnerer Bleche möglich.

Die physikalisch bedingten hohen Einschaltstromstöße bringen die in zunehmendem Maße verwendeten Sicherungsautomaten zum Auslösen. Durch eine selbsttätig wirkende Einschaltdämpfung wird der Einschaltstrom so weit gedämpft, daß das lästige Auslösen der Sicherungsautomaten vermieden wird.

Der HASMA-Kadett wiegt 40 kg. Dieses Gewicht darf als äußerst gering bezeichnet werden, wenn einerseits der hohe Kupferaufwand und damit gute Wirkungsgrad und andererseits das äußerst kräftige Stahlblech - Aluguß berücksichtigt werden.

Bemerkenswert ist noch die auch nur dem kleinen HASMA-Kadett I eigene Möglichkeit, das Gerät stehend oder liegend verwenden zu können.

Starker Schweißtrafo zum Lichtnetzanschluß

Außerdem hat der Hamburger Schweißmaschinenbau unter voller Ausnutzung der o. a. Vorschriften einen Transformator, den HAS-MA-Star, mit einer Lichtbogenleistung von 150 A bei 24 V = 3,6 kW/herausgebracht. Der cos. phi ist praktisch = 1 und der Wirkungsgrad beträgt 92 %, so daß die zugelassene Scheinleistung von 4 kVAI fast völlig mit der Wirkleistung ausgenutzt wird. Der hohe Wirkungsgrad ist infolge ungewöhnlich starker Kupferdimensionierung; erreicht worden.

Mit der Lichtbogenleistung von 150 A bei 24 V lassen sich bereits mittelstark umhüllte 4 mm- und alle stark umhüllten 3,25 mm-Elektroden verschweißen. Der Schweißstrom läßt sich feinstufig wie oben i bis auf 30 A hinunter regeln.

Die übrigen Eigenschaften entsprechen dem oben besprochenen i Kleinschweißtrafo.

Oberflächenschutz von Stahl durch Inchromieren

Gegenstände aus unlegiertem Stahl können durch Eindiffusion von Chrom in die Oberfläche äußerlich die Eigenschaften der nichtrostenden Stähle erteilt werden. Die Übertragung des Chroms wird mit Hilfe verdampfter Chrom-Halogen-Verbindungen vorgenommen; das Verfahren wird in ähnlicher Weise durchgeführt wie die Kohlenstoff-



R. Vogeler o. H. G.

Köln-Bickendorf, Wilh.-Mauser-Str. 31 Ruf 53 21 81

Spezialunternehmen für Sandstrahl und Eisenanstrich mit eigenem Gerüstbau



s der Industrie (Fortsetzung)

ientation und findet in der Praxis zunehmende Anwendung. Da Chrom in die Oberfläche eindiffundiert wird und ein allmählicher ergang zwischen dem äußeren hohen Chromgehalt von mehr als % und dem chromfreien Kernwerkstoff vorliegt, entsteht eine anische, mechanisch unlösliche Verwachsung dieser Schutzrohre dem Grundwerkstoff.

Im die Zone zu veranschaulichen wird ein inchromierter Gegennd angefeilt oder angeschliffen und in kochende Salpetersäure gelegt. Hierdurch wird der Eisenkern und auch der innere Teil Diffusionszone mit den niedrigen Chromgehalten ($< 13~^0/_0$) auföst. Der äußere Teil der Inchromierungszone mit mehr als 13 % com wird dagegen nicht angegriffen, wie dies auch bei nichttenden Stählen der Fall ist. Durch diese ausgeprägte sog. Re-enz-Grenze bei rund 13 % Chrom tritt durch obige Behandg der korrosionsbeständige Teil der Inchromierungszone scharf vor. Infolge der idealen Verwachsung der Zone mit dem Grundrkstoff können auch nachträgliche Verformungen vorgenommen rden, ohne daß die Zone reißt oder gar abplatzt.

Durch die dampfförmige Übertragung des Chroms können alle Teile Oberfläche in gleichmäßiger Wirkung inchromiert werden, so 3. Gewinde auch im Gewindegrund, wie andererseits Hohlkörper

ihren Innenflächen.

Der hohe Chromgehalt unmittelbar an der Oberfläche bewirkt ht nur einen hohen Widerstand gegen Naßbeanspruchung, sondern an gleichzeitig auch als Schutz gegen Verzunderung dienen. Bei uerbeanspruchung soll die Temperatur nicht über 850°C hinaus teigert werden, weil sonst durch Weiterdiffusion ein Absinken äußeren Chromgehaltes erfolgt; kurzzeitige Erhitzung auf höhere mperatur ist aber zulässig, ohne daß Nachteile eintreten.

Es ist möglich, in jeden Stahl Chrom einzudiffundieren. Bei Verndung hochkohlenstoffhaltiger Grundwerkstoffe können Zonen ergt werden, die vorzugsweise aus Chromkarbid bestehen, infolgesen eine sehr hohe Härte (2000 Vickers-Einheiten) und besonders en Verschleißwiderstand besitzen. Ferner ist es möglich, Sinterrper in ihrer Oberfläche an Chrom anzureichern und hierdurch

en Oberstächenschutz zu bewirken.

Ebenso wie für die Zementation mittels Kohlenstoff die dafür am sten geeigneten Grundwerkstoffe - die Einsatzstähle ndet werden, sind für die Eindiffusion von Chrom zur Erzielung timaler Eigenschaften die hierfür von der Deutsche Edelstahlrke A.G., Krefeld, entwickelten und besonders geeigneten Grund-rkstoffe — die IK-Stähle (abgeleitet von Ichrom-Stähle) — von evortretender Bedeutung. Sie sind z. B. bei Naßbeanspruchung raussetzung und Grundlage für einen zufriedenstellenden Korronsschutz. Durch Vergüten nach dem Inchromieren können die ysikalischen Eigenschaften gesteigert werden. Ferner ist es ggf. eckdienlich, je nach dem Verwendungszweck des Gegenstandes, h einer bestimmten Verfahrenstechnik und bestimmten Chromlogen-Verbindung zu bedienen (z. B. für die Erzeugung glänzen-Oberflächen der Chromisation O. N. E. R. A.).

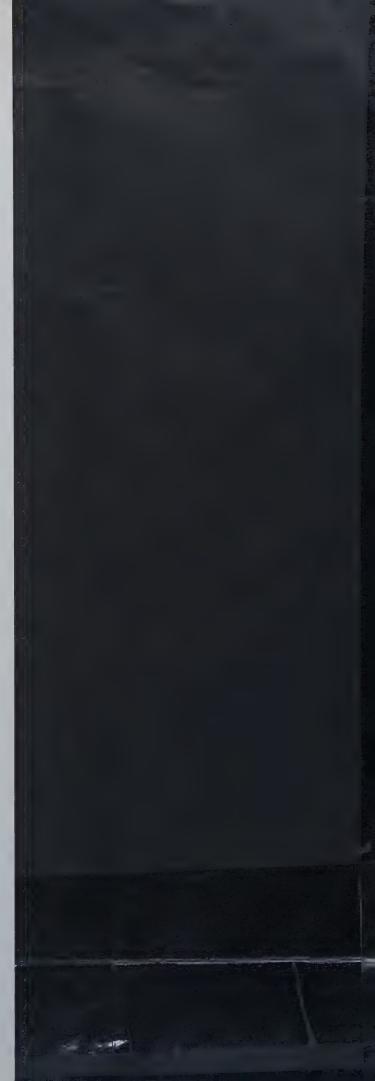
Auf diesen Gebieten bestehen besondere Schutzrechte. Nähere gaben hierüber sowie über den Bezug der IK-Stähle, die Inchroerungsverfahren und die Eigenschaften der behandelten Teile rden von der Deutsche Edelstahlwerke A.G., Krefeld, auf An-

ge mitgeteilt.

itzunderung von Stahl durch Spaltung der Oxyde

Zum Entzundern von Stahl standen bisher zwei Möglichkeiten zur rfügung: Das Beizen in Säuren und das mechanische Entzundern t dem Sandstrahl, Stahlkies usw. Einen neuen Weg weist die sog. altbeize, und zwar das Entzundern durch Spaltung der Oxyde. Erzt man einen warmgewalzten Stahl, darunter auch namentlich en mit Chrom oder mit Chrom und Nickel legierten Stahl, ferner e eisenfreie Legierung aus 80 % Nickel und 20 % Chrom im Va-um auf 950 bis 1050° C, so entweicht aus dem Oxyd der Sauerff, während eine walzfähige Oberfläche zurückbleibt. Dieses Vertren nach Dr. W. Herdieckerhoff¹) wurde zufällig entdeckt, und ar waren im Verlauf von Versuchen u. a. Chrom-Nickel-Stähle im kuumofen blank gezogen worden. Während beim Glühen von rom-Nickel-Stahl allein eine spiegelblanke Oberfläche erzielt rde, stellte sich jetzt eine neue Erscheinung ein: Das Walzgut war ttsilbern, das gezogene Gut dagegen grün angelaufen. Die Glühnperatur lag bei 1050° C. Da der grüne Anlauf nur auf Einwandeng von Sauerstoff zurückgeführt werden konnte, wurde die Erirung gefunden, daß bei den herrschenden Temperaturen der uerstoff aus dem Zunder des Walzgutes entwichen war. Dieser ierstoff hatte sich mit dem blankgezogenen Gut im Vorbeistreichen weise verbunden und das Chromoxyd gebildet. Nach anschließenn gleich verlaufenden Versuchen konnte somit als gefundener Weg (Fortsetzung umseitig)

Entwicklung und Herstellung der Spaltbeize: Dr. W. Herdieckerhoff, Glühtopf-rik. Unna i. W. rik. Unna i.



Aus der Industrie (Fortsetzung)

angesehen werden, warmgewalzten Chrom- und Chrom-Nickelsowie die eisenfreie Chrom-Nickel-Legierung ohne Säurebeizeohne mechanisches Entzundern allein durch die Warmbehanwalz- und ziehfähig zu machen. Von Interesse wird noch seindie Verformungsfähigkeit des so behandelten Gutes alle bishes Erfahrungswerte überschreitet.

Das Aussehen des Gutes kann zwar unterschiedlich sein, doch diese Unterschiede nur geringfügiger Natur und möglicherweis den Kohlenstoffgehalt zurückzuführen. Bei praktisch entkoll Stahl ist die Reaktion unbefriedigend. Die einwandfreien E. nisse wurden bei den Stahlsorten mit einem Kohlenstoff-Gehalt 0,1 % erzielt. Bei der weiteren Verfolgung der einschlägigen Fi wurde auch gewöhnlicher Stahl mit verschiedenen Kohlenstoff halten der gleichen Behandlung unterworfen. Auch hierbei s sich heraus, daß der Zunder im Temperaturbereich zwischen 950 1050° C gespalten wird. Man hat nun zu beachten, daß der Zu Walzband verschieden zusammengesetzt ist, in vers denen Reifezuständen vorkommt und z. T. einschichtig, z. T. m schichtig aufliegt. Der beste Erfolg stellte sich bei einschicht reifem Zunder ein, wobei unter reifem Zunder ein mausgrauer dem Stahl nicht mehr metallisch verbundener Zunder verstag wird. Im Gegensatz dazu ist der unreife Zunder stahlblau bis braun und noch metallisch gebunden. Es ist also zu erwägen, obe zur Sättigung des Zunders beim Hochheizen im Bereich von 601 700° C Luft oder Sauerstoff flutet, der nach angemessener wieder abgesaugt wird.

Diesem Verfahren sind Grenzen gesteckt, da mit der Warn handlung gewisse Nachteile verbunden sind. So tritt bei Stahl geringem Kohlenstoff-Gehalt zwar eine Grobkornbildung auff sich aber nach den bisherigen Versuchen nicht in einer Beeinträgung der Ziehfähigkeit äußert. Auch ist es ohne große Ausgsmöglich, die Grobkornbildung dadurch zurückzubilden, daß man Abkühlen des Gutes im Bereich des Umwandlungspunktes st

Bei hochgekohltem Stahl liegen diese Verhältnisse wickelter. Hierbei sind verschiedene Punkte zu beachten. So bi aus der Zunderschicht als Rückstand ein hauchdünner Film re-Eisens zurück. Bei einschichtigem Zunder ist dieser Film so daß er mit den üblichen Mitteln eines Betriebslabors als Rane kohlung nicht festgestellt werden kann. Muß die Randentkoh auch theoretisch vorhanden sein, so ist sie möglicherweise im Praxis bei einer Anzahl von Qualitäten bzw. Verwendungszwe zu vernachlässigen. Auch ist beim Hochheizen von hochgekohl Stahl über Ac3 hinaus grundsätzlich eine Grobkornbildung nich verhüten, und zwar nimmt diese Grobkornbildung proportiona Temperatur und Dauer der Behandlung über Ac3 zu. Man muß bemüht sein, die Temperaturspanne zwischen dem Umwandlu punkt und der Reaktionstemperatur möglichst schnell zu über den. So kann man z. B. einen besonders stark ausgemauerten mit großer aufgespeicherter Wärmeenergie wählen. Auch kann das Gut zunächst in einem gewöhnlichen Ofen bis auf den Umw lungspunkt erhitzen und es daraufhin in den Reaktionsofen setzen, nachdem dieser auf 1100° C vorgewärmt wurde.

Bei mehrschichtigem Zunder und in den Fällen, bei denen au dem Walzzunder starker Rostansatz festzustellen ist, kann es i ausbleiben, daß diese Schichten auch nach der Spaltung der Obzw. Reduktion sichtbar bleiben. Sie stören zwar beim Walzen ribeeinträchtigen aber das Aussehen der Oberfläche des Walzg. Die Reste einer nachträglichen Rostbildung und ggf. die zweiter dritte Schicht des Zunders bleiben als mit dem Band nicht metall gebundene dünne Eisenblasen erhalten. Als Gegenmaßnahmen Immen in Betracht: Eine Flutung mit Sauerstoff oder Luft 600700° C zur Erzielung eines gleichmäßig aufgebauten Zunders eine der Spaltbeizung vorhergehende Knickung des Gutes mit Ziel, den lose aufliegenden Zunder, Rostansatz usw. mechanischentfernen, so daß nur noch der einschichtige Zunder übrig blider in der Spaltbeize zerlegt wird.

Schweißfachmann-Lehrgang

Die Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Stuttgart Landeswerbeamts Baden - Württemberg hält vom 11. bis 23. nuar 1960 in Stuttgart einen Tages-Vorbereitungslehrgang Schweißfachmänner ab. Er schließt mit einer Schweißfachm Prüfung ab. Nach bestandener Prüfung erhält der Teilnehmen Zeugnis.

Zulassungsbedingungen:

1. Meisterprüfung im Metallgewerbe,

2. Stahlhochbau-Schweißerprüfung nach DIN 4100.

Anmeldungen zu dem Lehrgang sind beim Fachkurs-Sekret: des Landeswerbeamts Baden-Württemberg in Stuttgart-N, Kan straße 19, schriftlich einzureichen.

Inhalts-Verzeichnis des 28. Jahrganges, 1959

Verfasser-Verzeichnis

V = Verschiedenes.	$B\ddot{u} = \text{B\"{u}}\text{cherschau}.$	Pers = Persönliche

Seite	. Seite	Seite
Ackermann, H. Vergleichende Betrach- tungen über die verschiedenen technischen Einrichtungen zum	Braun, P. Stahldraht-Erzeugnisse. Bü. 112 Bückner, W. Süberkrüb, M.: Mastgründungen. Bü 204	Hinweis der Schriftleitung: Reichhardt, G.: Sowjetische Literatur zur Naturwissenschaft und Technik.
Sandstrahlen von Stahlkonstruktionen	Dietz, H. Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik nach Vor- lesungen des Verfassers. Bü 203	Bü 288 Hochschulnachricht. Ernennung von Professor DrIng. Konrad Sattler zum Dr. techn. h. c 175
wesen. V	Eller, H. Buchenau, H.: Stahlhochbau, Teil 2. Bü	Jawerth, D. Vorgespannte Hängekon- struktion aus gegensinnig ge-
— — Spannungsrißkorrosion austenitischer Cr-Ni-Stähle. V 80	— — Aussteifungsringe von Druck- rohrleitungen	krümmten Seilen mit Diagonalverspannung 126 Kapucuoglu, R. Lösung unsymmetrisch
— Schweißbarkeit von Mangan- Nickel-Chrom-Molybdän-Stählen. V	Faltus, F. Beitrag zur Berechnung von Zweigelenkbögen nach der Theo- rie II. Ordnung 10	räumlicher Stabsysteme nach dem Formänderungsgrößenver- fahren insbesondere unter Ver-
— Schweißdrähte für niedrig legierte Stähle. V	Feder, D. Die Fairchild-Aluminium- Brücke	wendung kinematischer Ketten für die virtuellen Verschie- bungszustände
Stähle. V	Fritz, B. Hirschfeld, K.: Baustatik, Theorie und Beispiele. Bü 288	Klingenberg, W. Beobachtungen bei der Wartung der Hängebrücke über den Rhein bei Rodenkirchen 85
— Elektroden und Zusatzdrähte zum Schweißen von nichtgleichartigen Metallen. V 313	Fröhlich, J. Oktaplatte in Rohrkonstruk- tion	— — Sattler, K.: Theorie der Ver- bundkonstruktionen; -Spannbe- ton, Stahlträger in Verbund mit
— Phosphatierung und Anstrichhalt- barkeit im Stahlbehälterbau. V. 342	Stuttgart - Vaihingen, eine stäh- lerne Fachwerkbrücke mit ein- geschweißten Füllstäben 275	Beton. Bü 288 Klöppel, K. DrIng. Conrad Scharnow 70 Jahre. Pers 111
Appeltauer, J. Näherungsverfahren zur Bestimmung der Grundfrequen- zen frei schwingender Rahmen . 131	Gils, W. Der Bau eines Kugelgasbehälters in Hannover 150 Gloede. Richtlinien für die Bemessung,	 — und Goder, W. Die neuen ω-Zahlen für Rohrquerschnitte 205 — und Roos, E. Zuschriften 315
Barth, W., Börsch-Supan, W. und Scheer, J. Beulsicherheit ausge- steifter Rechteckplatten bei zu-	Ausführung und den Einbau von Fensterwänden. V 201 Goder, W. Geschweißte Rohrkonstruk-	— — und Yamadá, M. Berichtigung . 112 Kochendörfer, H. Späth, W.: Der Schlag-
sammengesetzter Beanspruchung 00	tionen. Bü	versuch in der Werkstoffprüfung. **Bü**
plastischen Berechnung biege- steifer Stahlstabwerke. Bü 28 — Stüssi, F.: Entwurf und Berech-	Beitrag zur praktischen Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabilitätsvorschrift DIN	rie und Berechnung der Stahl- brücken. Bü
nung von Stahlbauten. Bü 84	4114	Kranitzki, W. s. Seils, A 46 Krayer, H. Zur Verhesserung des Gleit-
Berr, O. und Marx. Die Lindenweg- brücke, eine geschweißte Bogen- brücke über die Autobahn Ber-	Grissmer, K. Helmut Lindenberger †. Pers	widerstandes bei Verbindungen mit hochfesten Schrauben. V 22 Kromm, A. Kollbrunner, C. F. und
lin-Köln-Aachen in km 620,375 141 Bock, H. Die Stahlkonstruktion der	Jahre. Pers	Meister, M.: Ausbeulen, Theorie und Berechnung von Blechen. Bü 314
Gebäude für ein neues Stantwerk in Rourkela, Indien 177	zahlen für Stahlbauten 107 Hauttmann, H. LD-Stahl. V 311	L., G. Der Korrosionswiderstand feuerverzinkten Stahls. Bü 204
Bock, J. Gründungen im Wohnungsbau. Bü	Hebberling, H. Elektrischer Rostschutz an Stahlbauten. V	— — Schreyer: Praktische Baustatik Teil 1. Bü
Börsch-Supan, W. Berechnung von Beulwerten versteifter Platten auf Rechenautomaten: Mathematische	Hecht, H. DrIng. E. h. Moritz Klönne 80 Jahre. Pers	Lacher, G. Brückeneinsturz während der Montage. V
Grundlagen und praktisches vor-	Pers	Flammentzunderung für Punkt- schweißung. V
s. Bartn, w	Hass W Geschweißter Langerbalken	 Rostschutz von Stahlbauten. V. 81 Konstruieren in Stahlrohr. V. 109
Bornscheuer, F. W. Stahlbau-Tagung Baden-Baden 1954. Bü 175	mit Druckgurt aus Konren 192	— Konstrueren in Stanfolit. V. 109 — Jubiläumstagung der Forschungs- gesellschaft Blechverarbeitung
Boué, P. Festveranstaltung 50 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahlbau.	mit schräg liegenden Tragkabeln 98 — Nachtrag	e. V. V

Seitti

Seite

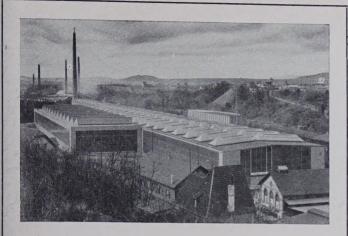
- Große Schweißtechnische Tagung	Ohmura, H. s. Naruoka, M 187	Schmerber, L. und Scheidler, J. Wieder-	
Berlin 1959. V 232	Opladen, K. Zur praktischen Berechnung	instandsetzung der Pfeiler und Verschiebung der Mangfallbrücke	
- Pavillon Marie Thumas auf der	der Querschnittswerte rx nach	im Zuge der Autobahn Mün-	
Weltausstellung 1958 in Brüssel.	DIN 4114. V 54	chen—Salzburg	88
V	Páll, G. Die Brücke über den Mississippi	Schneider, K. Ein Stahlbau in Lima	227
- Fachwerkbrücke mit geklebten	bei New Orleans, U.S.A 7	Schwarzbach, K. Der Bau der Nord-	- 33
Anschlüssen in England. V 287	Pelikan, W. Nordbrücke Düsseldorf. Bü 83	West-Ölleitung Wilhelmshaven—	
— Österreichische Stahlbau-Tagung 1959. V	Proksa, F. Plastisches Biegen von	Köln—Wesseling	
	Blechen 29	Seils, A. und Kranitzki, W. Der Kor-	
Lemmerhold, W. Ministerialrat DrIng. Wilhelm Klingenberg 60 Jahre.	Reinsch, H. H. Neue Wege des Kor-	rosionsschutz im Inneren ge- schlossener Hohlkästen	
Pers	rosionsschutzes. V 139	Späth, W. Kuntze, W.: Thermodynamik	
Lindenberger, H. †. Tragfähigkeit von	Resinger, F. Beitrag zur Lösung von	des Sprödbruches und ihre An-	
Stahlbögen	Stabwerksproblemen der Theorie	wendung im Stahlbau. Bü	
Lüttges, R. s. Schau, R 261, 321	II. Ordnung 75, 102	Steinhardt, O. DrIng. Walter Wolf	
	Roos, E. s. Klöppel, K 315	60 Jahre. Pers	
Mader, W. Berechnung orthotroper Plat- ten mit Hilfe von Übertragungs-	Rubo, E. Grundsätzliche Betrachtungen	Spannweiten	1
matrizen	zur Minderung von Eigenspan- nungen in geschweißten Bauteilen	Stockhausen, H. Robert Wladarz †. Pers	314
Marx, s. Berr, O	aus Stahl, insbesondere an Druck-	Svendsen, J. Konstruktion eines Tri-	
Masanz, F. Die Barbarabrücke über die	behältern 159	bünendaches. V	790
Donau, ein neuartiges Hänge-	— Die Schweißtechnik im Dienste	Szabó, I. Professor DrIng. DrIng.	
brückensystem zur Überführung	der chemischen Industrie. Bü 203	E. h. Hans J. Reissner 85 Jahre.	
einer Erdgasleitung in der Nähe	Rudolph, C. L. Professor DrIng. Lud-	Pers	
von Schwechat bei Wien 212	wig Mann †. Pers 109	Toscano, A. Die Türme von Messina .	
Meier, K. Epoche Atom und Automation, Enzyklopädie des technischen	Sattler, K. DrIng. Hans Herrmann 65 Jahre. Pers 139	Troebst, Ch. Bogenbrücke über den	207
Jahrhunderts. Bü 288		Glen-Canyon	253
— — Taschenbuch für Atomfragen 1959.	Schaefer, K. J. Roggmann, W.: Montage- Hilfsbuch. Bü	Weber, G. Klöppel, K.: Konstruktiver	
Bü	— — Büstraan, P.: Handboekje voor	Ingenieurbau. Bü	84
Moheit, W. Boué, P.: Der Feuerschutz	Staalconstructies. Bü 140	Wegner, U. Aas-Jakobsen, A.: Die Be-	
im Stahlhochbau insbesondere von Stahlstützen. Bü	Schardt, R. Flügge, W.: Statik und	rechnung der Zylinderschalen.	
	Dynamik der Schalen. Bü 112	Bü	111
Naito, T. Der 333 m hohe Fernsehturm in Tokyo	— Naimi, H.: Beiträge zur Anwendung der Schalentheorie bei	Life Building" im Rockefeller	
Naruoka, M. und Ohmura, H. Über die	Bogenstaumauern. Bü 203	Center in New York. V	137
Berechnung der Einflußkoeffizien-	Schatz, E. Zur direkten Bemessung von	Witt, H. P. und Thiel. Traglastversuch	
ten für Durchbiegung und Biege-	Druckstäben. V 173	eines Auslegers	331
moment der orthotropen Paralle-	Schau, R. und Lüttges, R. Hohenzollern-	Witte, H. Beuluntersuchung für eine	
logramm-Platte 187	brücke Köln — Wiederherstellung des 3. und 4. Gleises 261, 321	orthotrope Platte mit Hohlsteifen unter Schub und Druckbelastung	210
Naudascher, E. Berechnung der dyna- mischen Kräfte bei Tiefschützen 57	Scheer, J. s. Barth, W 68	Wolf, W. Otto Sudergath 60 Jahre. Pers	
Nottrott, Th. Vielfeldriger Hängesteg	— Zum Problem der Gesamtstabili-	— Max Schneider 60 Jahre. Pers	
im Bergsenkungsgebiet 195	tät von einfach - symmetrischen	DrIng. Hans Konrad Havemann	
Ohlemutz, A. Die vorgespannte Dach-	I-Trägern	60 Jahre. Pers	260
konstruktion des neuen Flug-	Scheidler, J. s. Schmerber, L 88	Worch, G. Deutscher Ausschuß für Stahl-	
hafengebäudes der PAA in New	Schlegel, E. Zur Konstruktion von ge-	bau 1908—1958. Bü	
York. V	schweißten Kohrverzweigungen 13	Yamadá, M. s. Klöppel, K	112
	Sach-Verzeichnis		
Seite	Seite		
Aluminium. Die Fairchild-Aluminium-	- Der Korrosionsschutz im Inneren	Beulen. Beulsicherheit ausgesteifter	Seite
Brücke (Feder, D.)	geschlossener Hohlkästen (Seils,	Rechteckplatten bei zusammen-	
Anstriche und Rostschutz. Vergleichende	A. und Kranitzki, W.) 46	gesetzter Beanspruchung (Barth,	
Betrachtungen über die verschie-	Behälterbau. Der Bau eines Kugelgas-	W., Börsch - Supan, W. und	
denen technischen Einrichtungen zum Sandstrahlen von Stahl-	behälters in Hannover (Gils, W.) 150	Scheer, J.).	68
konstruktionen (Ackermann, H.) 134	— Grundsätzliche Betrachtungen zur	— Berechnung von Beulwerten ver- steifter Platten auf Rechenauto-	
- Rostbeständige Chrom-Nickel-Man-	Minderung von Eigenspannungen	maten: Mathematische Grund-	
gan-Stähle (Anders, H.). V 55	in geschweißten Bauteilen aus Stahl, insbesondere an Druckbe-	lagen und praktische Vorgehen	
- Spannungsrißkorrosion austenitischer Cr-Ni-Stähle (Anders, H.).	hältern (Rubo, E.) 159	(Börsch-Supan, W.)	37
V	Berichtigungen und Nachträge. Nachtrag	- Kollbrunner, C. F. und Meister, M: Ausbeulen, Theorie und Berech-	
- Phosphatierung und Anstrichhalt-	zu Hiba, H.: Winddruck auf	nung von Blechen (Kromm, A.).	
barkeit im Stahlbehälterbau (Anders H.) V	Hängebrücken mit schräg liegen-	$B\ddot{u}$	314
ders, H.). V	den Tragkabeln. Stahlbau 28	- Beuluntersuchung für eine ortho-	
bauten (Hebberling, H.). V 79	(1959) H. 4 S. 98/101, V 204	trope Platte mit Hohlsteifen un- ter Schub und Druckbelastung	
- Der Korrosionswiderstand feuerver-	— Berichtigung zu Klöppel, K. und Yamadá, M.: Fließpolyeder des	(Witte, H.)	249
zinkten Stahls (L., G.). Bü 204	Rechteck- und I-Querschnittes	Bogen. Beitrag zur Berechnung von Zwei-	
- Rostschutz von Stahlbauten (Lacher,	unter der Wirkung von Biege-	gelenkbögen nach der Theorie	
G.). V 81 Neue Wege des Korrosionsschutzes	moment, Normalkraft und Quer-	II. Ordnung (Faltus, F.)	10
(Reinsch, H. H.). V 139	kraft. Stahlbau 27 (1958) H. 11, S. 284/90. V 112	- Tragfähigkeit von Stahlbögen (Lindenberger, H. †)	
			336

Seite	Seite	C **
- Bogenbrücke über den Glen-Canyon (Trochst, Ch.)	Hirschfeld, K.: Baustatik, Theorie und Beispiele (Fritz, B.). Bü 288	— Der Nesenbachviadukt bei Stuttgart- Vaihingen, eine stählerne Fach-
Brücken. Die Lindenwegbrücke, eine geschweißte Bogenbrücke über	- Geschweißte Rohrkonstruktionen (Goder, W.). Bü 175	werkbrücke mit eingeschweißten Füllstäben (Giehrach, U.)
die Autobahn Berlin—Köln— Aachen in km 620,375 (Beer, O. und Marx)	 Sattler, K.: Theorie und Verbund- konstruktionen; — Spannbeton, Stahlträger in Verbund mit Beton 	schlüssen in England (Lacher, G.). V 287
- Die Fairchild - Aluminium - Brücke (Feder, D.)	(Klingenberg, W.), Bü 288 - Späth, W.: Der Schlagversuch in der Werkstoffprüfung (Kochendör-	Fensterwände. Richtlinien für die Be- messung, Ausführung und den Einbau von Fensterwänden
- Der Nesenbachviadukt bei Stuttgart- Vaihingen, eine stählerne Fach- werkbrücke mit eingeschweißten Füllstäben (Giehrach, U.) 275	fer, H.). Bü	(Gloede), V
- Geschweißter Langerbalken mit Druckgurt aus Rohren (Hess, W) 152	(Kozák, J.). Bü 28 Kollbrunner, C. F. und Meister, M.: Ausbeulen, Theorie und Berech-	Pers
– Winddruck auf Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln	nung von Blechen (Kromm, A.). Bü	mann, M.). Pers
(Hiba, Z.)	Der Korrosionswiderstand feuerverzinkten Stahls (L., G.). Bü 204 Schrever: Praktische Baustatik Teil 1	— DiplIng. Hans Wenk 60 Jahre (Hecht, H.). Pers 140
Rodenkirchen (Klingenberg, W.) 85 - Hawranek / Steinhardt: Theorie und	(L., G.). Bü	— DrIng. Conrad Scharnow 70 Jahre (Klöppel, K.). Pers 111
Berechnung der Stahlbrücken Kozák, J.). Bü 28	(Meier, K.). Bü	- Ministerialrat DrIng. Wilhelm Klingenberg 60 Jahre (Lemmer- hold, W.). Pers 110
- Brückeneinsturz bei der Montage (Lacher, G.). V	hunderts (Meier, K.). Bü 288 Boué. P.: Der Feuerschutz im Stahl-	- Professor DrIng. Ludwig Mann† (Rudolph, C. L.). Pers 109
— Fachwerkbrücke mit geklebten Anschlüssen in England (Lacher, G.). V	hochbau, insbesondere von Stahl- stützen (Moheit, W.) Bü 343	- DrIng. Hans Herrmann 65 Jahre (Sattler, K.). Pers 139 - DrIng. Walter Wolf 60 Jahre (Stein-
Die Barbarabrücke über die Donau, ein neuartiges Hängebrücken-	Nordbrücke Düsseldorf (Pelikan, W.). Bü 83 Die Schweißtechnik im Dienste der	hardt, O.). Pers
system zur Überführung einer Erdgasleitung in der Nähe von Schwechat bei Wien (Masanz, F.) 212	chemischen Industrie (Rubo, E.). Bü	Pers
- Vielfeldriger Hängesteg im Berg- senkungsgebiet (Nottrott, Th.) . 195	- Roggmann, W.: Montage-Hilfsbuch (Schaefer, K. J.). Bü 112	J. Reissner 85 Jahre (Szabó, I.). Pers 81 — Otto Sudergath 60 Jahre (Wolf, W.).
— Die Brücke über den Mississippi bei New Orleans, USA (Páll, G.) . 7	- Büstraan, P.: Handboekje voor Staalconstructies (Schaefer, K. J.). Bü140	Pers
Nordbrücke Düsseldorf (Pelikan, W). Bü	— Flügge, W.: Statik und Dynamik der Schalen (Schardt, R.). Bü 112	Pers
derherstellung des 3. und 4. Gleises (Schau, R. und Lüttges,	— Naimi, H.: Beiträge zur Anwendung der Schalentheorie bei Bogen- staumauern (Schardt, R.). Bü 203	Gründungen. Gründungen im Wohnungsbau (Bock, J.). Bü 84
R.)	— Kuntze, W.: Thermodynamik des Sprödbruches und ihre Anwen-	— Süberkrüh, M.: Mastgründungen (Bückner, W.). Bü 204
brücke im Zuge der Autobahn München—Salzburg (Schmerber. L. und Scheidler, J.)88	dung im Stahlbau (Späth, W.). Bü 203 Klöppel, K.: Konstruktiver Ingenieurbau (Weber, G.). Bü 84	Hinweis der Schriftleitung. Reichardt, G.: Sowjetische Literatur zur Naturwissenschaft und Technik. Bü 288
- Brücken mit großen Spannweiten (Steinman, D. B.) 1	— Aas, Jakobsen, A.: Die Berechnung der Zylinderschalen (Wegner, U.). Bü	Hochbau. Nichtrostender Stahl im Bauwesen (Anders, H.). V 26
- Bogenbrücke über den Glen-Canyon (Troebst, Ch.)	— Deutscher Ausschuß für Stahlbau 1908—1958 (Worch, G.). Bü 202	— Stüssi, F.: Entwurf und Berechnung von Stahlbauten (Beer, H.). Bü. 84
Buchbesprechungen, Neal, B. G.: Die Verfahren der plastischen Be- rechnung biegefester Stahlstab-	Druckrohre. Aussteifungsringe von Druckrohrleitungen (Eßlinger, M.) 233	— Die Stahlkonstruktion der Gebäude für ein neues Stahlwerk in Rour- kela, Indien (Bock, H.) 177
werke (Beer, H.). $B\ddot{u}$ 28 — Stüssi, F.: Entwurf und Berechnung	 Zur Konstruktion von geschweißten Rohrverzweigungen (Schlegel, E.) 13 Der Bau der Nord-West-Ölleitung 	— Buchenau, H.: Stahlhochbau, Teil 2 (Eller, H.). Bü
von Stahlbauten (Beer, H.). Bü. 84 — Gründungen im Wohnungsbau (Bock,	Wilhelmshaven — Köln — Wesseling (Schwarzbach, K.)	— Oktaplatte in Rohrkonstruktion (Fröhlich, J.) 255
J.). Bü	Eigenspannungen. Grundsätzliche Be- trachtungen zur Minderung von Eigenspannungen in geschweiß-	— Richtlinien für die Bemessung, Ausführung und den Einbau von Fensterwänden (Gloede). V 201
- Stahldraht-Erzeugnisse (Braun, P.). Bü	ten Bauteilen aus Stahl, ins- besondere an Druckbehältern	— Häufigkeit der Bewertungszahlen für Stahlbauten (Hase, R.) 107
– Süberkrüb, M.: Mastgründungen (Bückner, W.). Bü	(Rubo, E.)	— Vorgespannte Hängekonstruktion aus gegensinnig gekrümmten Seilen mit Diagonalverspannung
 Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik nach Vorlesungen des Verfassers (Dietz, H.). Bü 203 	für Punktschweißung (Lacher, G.). V	(Jawerth, D.)
Buchenau, H.: Stahlhochbau, Teil 2 (Eller H.) Bü	Fachwerke. Oktaplatte in Rohrkon- struktion (Fröhlich, J.) 255	(Lacher, G.). V 259

Seite	Seite	Sei
— Die vorgespannte Dachkonstruktion des neuen Flughafengebäudes der PAA in New York (Ohle-	- Konstruieren in Stahlrohr (Lacher, G.). V	— Zum Problem der Gesamtstabilität von einfach - symmetrischen I- Trägern (Scheer, J.) 113, 16
mutz, A.). V	Sandstrahlen. Vergleichende Betrachtungen über die verschiedenen	— Beuluntersuchung für eine ortho- trope Platte mit Hohlsteifen unter Schub und Druckbelastung
(Svendsen, J.). V	technischen Einrichtungen zum Sandstrahlen von Stahlkonstruk- tionen (Ackermann, H.)	(Witte, H.) 24 Statik. Szabó, I.: Einführung in die
Building" im Rockefeller Center in New York (Weiss, W.). V: . 137 — Boué, P.: Der Feuerschutz im Stahl-	Scheiben. Die orthotrope Scheibe (Eß- linger, M.)	Technische Mechanik nach Vorlesungen des Verfassers (Dietz, H.). Bü
hochbau insbesondere von Stahl- stützen (Moheit, W.). Bü 343 Hochfeste Schrauben. Zur Verbesserung	Schweißtechnik und Schweißkonstruktionen. Schweißbarkeit von Mangan - Nickel - Chrom - Molybdän-Stählen (Anders, H.). V 108	— Beitrag zur Berechnung von Zwei- gelenkbögen nach der Theorie II. Ordnung (Faltus, F.)
des Gleitwiderstandes bei Verbindungen mit hochfesten Schrauben (Krayer, H.). V	- Schweißdrähte für niedrig legierte Stähle (Anders, H.). V 172	 Hirschfeld, K.: Baustatik, Theorie und Beispiele (Fritz, B.). Bü 28
Hochschulnachricht. Ernennung von Professor DrIng. Konrad Satt- ler zum Dr. techn. h. c 175	Zum Schweißen der Sicromalstähle (Anders, H.). V 172 Elektroden und Zusatzdrähte zum	 Nachtrag zu Hiba, Ž.: Winddruck auf Hängebrücken mit schräg liegenden Tragkabeln. Stahlbau
Korrosion s. Anstriche und Rostschutz Kunststoffe. Plastischer Stahl (Foulon,	Schweißen von nichtgleichartigen Metallen (Anders, H.). V 313 — Die Lindenwegbrücke, eine ge-	28 (1959) H. 4 S. 98/101 20 — Vorgespannte Hängekonstruktion aus gegensinnig gekrümmten
A.). V	schweißte Bogenbrücke über die Autobahn Berlin—Köln—Aachen	Seilen mit Diagonalverspannung (Jawerth, D.)
Nachrufe s. Gedenktage und Würdigungen	in km 620,375 (Berr, O. und Marx)	— Lösung unsymmetrisch räumlicher Stabsysteme nach dem Form- änderungsgrößenverfahren insbe-
Nachträge s. Berichtigungen Orthotrope Platten. Berechnung ortho-	Stahlbauten (Hase, R.) 107	sondere unter Verwendung kine- matischer Ketten für die vir-
troper Platten mit Hilfe von Übertragungsmatrizen (Mader, W.)	Eine verbesserte Methode der Flammentzunderung für Punkt- schweißung (Lacher, G.). V 25	tuellen Verschiebungszustände (Kapucuoglu, R.) 239, 28
— Über die Berechnung der Einfluß- koeffizienten für Durchbiegung und Biegemoment der ortho-	— Grundsätzliche Betrachtungen zur Minderung von Eigenspannungen in geschweißten Bauteilen aus	- Hawranek / Steinhardt: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken (Kozák, J.). Bü 2
tropen Parallelogramm - Platte (Naruoka, M. und Ohmura, H.) . 187	Stahl, insbesondere an Druckbehältern (Rubo, E.) 159 — Die Schweißtechnik im Dienste der	— Tragfähigkeit von Stahlbögen (Lindenberger, H.†)33
— Beuluntersuchung für eine ortho- trope Platte mit Hohlsteifen unter Schub und Druckbelastung (Witte, H.) 249	chemischen Industrie (Rubo, E.). Bü	- Berechnung orthotroper Platten mit Hilfe von Übertragungsmatrizen (Mader, W.)
Phosphatierung. Phosphatierung und Anstrichhaltbarkeit im Stahl- behälterbau (Anders, H.). V 342	Bestimmung der Grundfrequenzen frei schwingender Rahmen (Appeltauer, J.)	— Über die Berechnung der Einfluß- koeffizienten für Durchbiegung und Biegemoment der ortho- tropen Parallelogramm - Platte
Plastizitätstheorie. Neal, B. G.: Die Verfahren der plastischen Berech- nung biegesteifer Stahlstabwerke	— Berechnung der dynamischen Kräfte bei Tiefschützen (Naudascher, E.) 57	(Naruoka, M. und Öhmura, H.) . 18' — Schreyer: Praktische Baustatik Teil 1
(Beer, H.). Bü 28 — Tragfähigkeit von Stahlbögen (Lin-	Sprödbruch. Kuntze, W.: Thermodyna- mik des Sprödbruches und ihre Anwendung im Stahlbau (Späth,	(L., G.). Bü
denberger, H. †)	W.). Bü	scheuer, F. W.). $B\ddot{u}$ 178 Festveranstaltung 50 Jahre Deut-
Programmieren. Berechnung von Beulwerten versteifter Platten auf	sammengesetzter Beanspruchung (Barth, W., Börsch-Supan, W.	scher Ausschuß für Stahlbau (Boué, P.). V
Rechenautomaten: Mathematische Grundlagen und praktisches Vor- gehen (Börsch-Supan, W.)	und Scheer, J.) 68 Berechnung von Beulwerten ver- steifter Platten auf Rechenauto-	G.). V
- Berechnung orthotroper Platten mit Hilfe von Übertragungsmatrizen (Mader, W.)	maten: Mathematische Grund- lagen und praktisches Vorgehen (Börsch-Supan, W.)	G.). V
Rahmen. Näherungsverfahren zur Be- stimmung der Grundfrequenzen frei schwingender Rahmen (Appel-	— Beitrag zur praktischen Berechnung von Rahmentragwerken nach der Stabilitätsvorschrift DIN 4114	e. V. (Lacher, G.). V 20: — Große Schweißtechnische Tagung Berlin 1959 (Lacher, G.). V 23:
tauer, I.)	(Goder, W.) 265, 304 Die neuen ω-Zahlen für Rohrquer- schnitte (Klöppel, K. und Goder,	– Österreichische Stahlbau-Tagung 1959 (Lacher, G.). V 313
(Goder, W.). Bü 175 Rohre. Oktaplatte in Rohrkonstruktion (Fröhlich, J.) 255	W.)	Theorie II. Ordnung. Beitrag zur Be- rechnung von Zweigelenkhögen nach der Theorie II. Ordnung
— Geschweißte Rohrkonstruktionen (Goder, W.). Bü 175	Ausbeulen, Theorie und Berechnung von Blechen (Kromm, A.). Bü	(Faltus, F.) 10 - Beitrag zur praktischen Berechnung
— Geschweißter Langerbalken mit Druckgurt aus Rohren (Hess, W.) 152 — Die neuen ∞-Zahlen für Rohrquer-	 Zur praktischen Berechnung der Querschnittswerte r_π nach DIN 4114 (Opladen, K.). V 54 	von Rahmentragwerken nach der Stabilitätsvorschrift DIN 4114 (Goder, W.) 265, 304
schnitte (Klöppel, K. und Goder, W.) 205	- Zur direkten Bemessung von Druck- stäben (Schatz, E.). V 173	- Beitrag zur Lösung von Stahwerks- problemen der Theorie II. Ord- nung (Resinger, F.) 75, 10

Türme. Süberkrüb, M.: Mastgründungen	Seite — Traglastversuch eines Auslegers	Seite Werkstoffe. Nichtrostender Stahl im
(Bückner, W.). Bü 204 - Der 333 m hohe Fernsehturm in	(Witt, H. P. und Thiel) 331	Bauwesen (Anders, H.). V 26
Tokyo (Naito, T.) 317 Die Türme von Messina (Toscano, A.) 289	Vorspannung. Vorgespannte Hänge- konstruktion aus gegensinnig ge-	— Rostbeständige Chrom-Nickel-Mangan-Stähle (Anders, H.). V 55
Verbundbauweise. Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen; —	krümmten Seilen mit Diagonalverspannung (Jawerth, D.) 126	- LD-Stahl (Hauttmann, H.). V 311
Spannbeton, Stahlträger in Verbund mit Beton (Klingenberg, W.). Bü 288	— Die vorgespannte Dachkonstruktion des neuen Flughafengebäudes der PAA in New York (Ohlemutz,	Zuschriften und Erwiderungen. Zu- schriften und Erwiderungen zu
Versuche. Leitplanken aus Stahl beim	A.). V 312	Herber, K. H.: Bemessung von
Straßenbau (Anders, H.). V 313 — Späth, H.: Der Schlagversuch in der Werkstoffprüfung (Kochendörfer,	Weltausstellung Brüssel 1958. Pavillon Marie Thumas auf der Weltaus- stellung 1958 in Brüssel (Lacher,	Tankdächern und Rippenrost- gespärren. Stahlbau 27 (1958) H. 9 S. 237/46 (Klöppel, K. und
H.). $B\ddot{u}$ 28	G.). V	Roos, E.)





Kittlose Glasdächer

Oberlichtanlagen und Wandverglasungen
Entlüftungsanlagen

Stahlfenster für Industrie-, Verwaltungs- und Wohnbauten

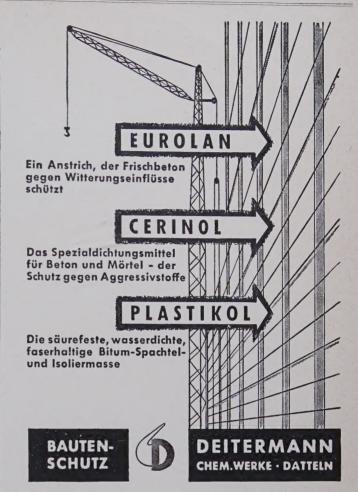


"Moenus-Ankerschienen"

für Beton- und Stahlkonstruktionen zur Befestigung aller Inneneinrichtungen ohne Stemmarbeiten

GLASDACHFABRIK CLAUS MEYN KG.

Frankfurt a. Main-Ost • Tel. Sa.-Nr. 44451 • FS. 041 - 2494



STELLENANGEBOTE

Wir süchen zum baldmöglichsten Eintritt

1 jüngeren Bavingenieur (HTL)

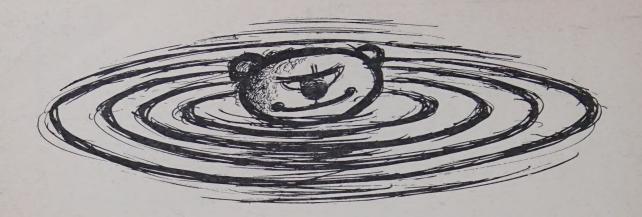
für die statische und konstruktive Bearbeitung von Entwicklungsaufgaben auf dem Gebiet des Stahlleichtbaues. Erfahrung nicht unbedingt erforderlich. Es handelt sich um eine ausbaufähige Dauerstellung.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsansprüchen, frühestem Eintrittstermin, erbeten an

STAHLLEICHTBAU CARL SCHULZ GMBH., Leverkusen 1, Friedrichstraße 38







Von Düsseldorf zum Nordpol

mit einem Düsenflugzeug in fünf Stunden heute eine Kleinigkeit - gestern noch eine abenteuerliche Reise über mehr als 4000 km mit Schiff und Hundeschlitten.

Die gleiche Strecke entspricht den aneinandergereihten Klöckner-Elektroden einer Monatsproduktion der Düsseldorfer Drahtindustrie - Ausdruck der stetig steigenden Wertschätzung der Klöckner-Elektroden.

Überall in der Bundesrepublik finden Sie unsere Niederlassungen, deren Schweißfachleute Ihnen für jeden Zweck die richtige Klöckner-Elektrode empfehlen können - denn was sich in den Klöckner-Betrieben, die selbst Monat für Monat Millionen Klöckner-Elektroden verwenden, in der Praxis bewährt hat, wird auch Ihre Schweißprobleme lösen.



Alleinverkauf durch

KLOCKNER & CO DUISBURG

mit Niederlassungen in Berlin, Bremen, Düsseldorf, Hagen, Hamburg, Hannover, Kassel, Köln, Mannheim, München, Nürnberg, Osnabrück, Regensburg, Stuttgart Vew Disselderf zum Nordpol

O KLOCKNER-WERKE AG

CHURCHURT WINES OF

